

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

PROYECTO DE GRADO

PRESENTADO POR EL EX - ALUMNO

ALFONSO FIGUEROA COELLO

PROMOCION 1946

ESPECIALIDAD DE INGENIERIA

SANITARIA.

PIEZAS DE QUE CONSTA UN PROYECTO DE AGUA POTABLE.

- 1.- Oficio de remisión del proyecto.
- 2.- Memoria Descriptiva, conforme a lo que se indica más abajo, junto con un anexo en el cual se presentará, usando en lo posible la forma tabular, todos los cálculos hechos tanto en la parte hidráulica ó del diseño de la planta, como los cálculos estructurales que sean necesarios.
- 3.- Especificaciones técnicas a las cuales se sujetará la ejecución de las obras.
- 4.- Análisis de precios, metrado y presupuesto de las obras por ejecutar.
- 5.- Planos y dibujos de detalle conforme a lo que se indicará más abajo.

FORMA COMO DEBE PRESENTARSE LA MEMORIA DESCRIPTIVA.- Para mayor facilidad se presenta a continuación un esquema de la forma como debe enfocarse la Memoria Descriptiva.

I.- CONSIDERACIONES GENERALES.

- a.- Población, presente y futura, probable crecimiento.
- b.- Area actual y futura de la población; densidades y barrios.
- c.- Características topográficas, descripción.
- d.- Facilidad de transporte ó industrialización, probable influencia en el consumo de agua y en las facilidades para la ejecución de las obras.

II.- INSTALACION Y DESARROLLO DEL SISTEMA

- a.- Razones que motivan la ejecución de estas obras.
- b.- Método de financiación.

III.- CONSUMO DE AGUA.

- a.- Número de personas que se servirán del sistema; porcentaje de la población total.
- b.- Análisis y determinación de los valores asumidos para:

Consumo medio diario
Consumo máximo diario
Variaciones en el consumo: diaria, horaria y según las estaciones.
Demanda de incendio; gasto máximo y duración de él.

IV.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO

- a.- Posibles fuentes de abastecimiento.
- b.- Fuente de abastecimiento adoptada; discusión. Si es agua superficial, indicar los resultados del análisis químico y bacteriológico. El área, población y descripción de la cuenca, las posibles fuentes de contaminación incluyendo las descargas de aguas servidas o residuos industriales, y las medidas de protección que deben ser dictadas.

Hidrología de este curso de agua y volumen mínimo tal que pueda satisfacer las necesidades del consumo.

Si es agua subterránea debe de indicarse las características de los diferentes estratos adoptados, calidad del agua y otras informaciones relacionadas con aguas prove-

nientes de análogo sistema, la probable calidad y cantidad del agua.

c.- Area por expropiar.

d.- Descripción relacionada con las condiciones del sitio escogido para la captación de acuerdo con un punto de vista técnico-económico-sanitario.

V.- PLANTA DE TRATAMIENTO.

a.- Características que debe de tener el agua tratada; tipo de planta a usarse capaz de transformar el agua dada en otra de estas características.

Al indicarse el método de purificación adoptado debe de hacerse una descripción de cada una de las unidades de que consta el sistema y sus capacidades de trabajo, probable rendimiento de los filtros para justificar la cantidad de agua fijada para el lavado. Si es que van a usarse substancias químicas, deberá indicarse su naturaleza y cantidad a usarse de cada una, así como la descripción de los aparatos de dosaje. Del mismo modo deberá hacerse una discusión de las características del agua a usarse y su probable comportamiento, relacionándolo con el diseño y operación de la planta.

b.- Descripción de la planta actual y futura y de las diferentes estructuras de que consta: cálculos estructurales y especializados para cada unidad.

- c.- Equipo de bombeo, descripción y objeto.
- d.- Descripción de otros tipos de maquinaria a usarse.
- e.- Galería para la tubería. Descripción de la red general de tuberías en la planta; cálculos hidráulico.
- f.- Descripción de otros aparatos auxiliares a usarse.
- g.- Método de operación.

VI.- RED DE DISTRIBUCION

- a.- Descripción general de la red, cálculo hidráulico, materiales a usarse, etc.
- b.- Longitud de tubería tabulada por cada diámetro, indicando los porcentajes de cada diámetro con respecto al total. Indicar también la longitud de tubería por miles de habitantes y por millón de metros cúbicos por día.
- c.- Ubicación de la tubería en la calle; posición, profundidad, etc.
- d.- Número de grifos contraincendio; ubicación, número de grifos por kilómetro de tubería, en promedio.
- e.- Ubicación de las válvulas. Determinar el número de válvulas por km. de tubería y por cada diámetro.
- f.- Conexiones domiciliarias; características y número presente y futuro.

VII.- RESERVORIO REGULADOR.

- a.- Ubicación, cota.

- b.- Operación y control.
- c.- Descripción general, cálculo estructural. Justificación técnica-económica del tipo y material adoptado. Dimensiones, capacidad y tiempo nominal de almacenamiento en horas, calculado para que sea posible regular las fluctuaciones en la demanda y aprovisionamiento, así como la máxima demanda de incendio.

VIII.- PRESIONES Y PROTECCION CONTRA INCENDIO.

- a.- Presión requerida para poder utilizar el sistema en servicio directo contra incendio con una manguera y pitón dados.
- b.- Presiones dentro del sistema de distribución, máximas y mínimas.
- c.- Número de grifos capaces de utilizarse en un punto dado, cálculo hidráulico requerido para la protección contra incendio.

ESPECIFICACIONES TECNICAS.

Detalladas para cada una de las partidas. Para las tuberías, maquinarias y materiales de importación, se usarán las recomendadas por la "Amc.Soc.for Testing Materials", así como también para el cemento y productos similares.

ANALISIS DE PRECIOS, METRADO Y PRESUPUESTO.

En forma detallada para cada unidad, obteniendo tam-

bién los costos por partida, subtotales, totales y total general. Costo por habitante y por conexión.

CAPITULO I

CONSIDERACIONES GENERALES

a.- Población, presente y futura, probable crecimiento.

La población de la ciudad de Sullana tiene en la actualidad aproximadamente 29000 habitantes.

El estudio de la determinación futura del número de habitantes de una población está basado principalmente en el examen cuidadoso de la serie de estadísticas que sobre el particular se disponga, empleando los métodos usuales que analizaremos posteriormente, y que desde luego al ser sólo aproximados deben estar influenciados para su consideración por los diversos factores que pueden afectar el crecimiento de una población, como son entre otros: su situación geográfica, clima, vías de comunicación, inmigración, posibles desarrollos industriales o agrícolas, etc.

Para efectuar nuestro estudio, desgraciadamente no disponemos de todos los datos necesarios para el caso, ya que se puede decir que solo desde el último censo de 1940 se estableció en nuestro país un sistema estadístico técnicamente controlado y realizado de acuerdo a los procedimientos modernos. Sin embargo los datos que se nos han suministrado para los años de 1876 y 1907 los vamos a considerar como verdaderos ya que en una población tan pequeña

como la de ese entonces no consideramos que se hayan cometido errores de consideración.

Datos de Registros Censales.

<u>Año</u>	<u>Población</u>
1876	2467
1907	7085
1940	21159
1948	26300

A continuación vamos a pasar al cálculo de la población futura empleando los siguientes métodos:

a).- Método de la progresión aritmética.

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>Incremento</u>	<u>Incremento Promedio anual</u> hab/año
1876	2467	-----	-----
1907	7085	4618	148.8
1940	21159	14074	426.0
1948	26300	5141	642

El cálculo de acuerdo a este método se basa en la siguiente fórmula:

$$P = p + rt.$$

donde P = población futura

p = población actual

r = coeficiente de incremento

t = tiempo.

<u>Año</u>	<u>Población</u>	<u>Incremento</u>	<u>Promedio</u> <u>hab/año</u>
1876	2467	-----	-----
1907	7085	4618	149.
1940	21159	14074	126
1948	26300	5141	642

El promedio que consideraremos para los cálculos, va a ser igual a la media aritmética de los dos últimos, ó sea

$$426 + 642 : 2 = 534 \text{ hab./año.}$$

Cálculo para el año 1955.

$$P = 26300 + 534 \times 7$$

$$P = 30038$$

Para 1961:

$$P = 26300 + 534 \times 13$$

$$P = 33242$$

Para 1970:

$$P = 26300 + 534 \times 22$$

$$P = 38048$$

Para 1981:

$$P = 26300 + 534 \times 33$$

$$P = 43922$$

b).- Método de la progresión geométrica.

El cálculo según este método está basado en la siguiente expresión:

$$P = p (1 + r)^t$$

Este método supone que el crecimiento de la población sigue la fórmula del interés compuesto.

P = población futura

p = población actual

r = incremento por década

t = número de décadas

Cálculo del valor de (1 + r).

Tomaremos las poblaciones de los años:

$$\begin{array}{r} 1907 \quad 7085 \text{ hab.} \\ \text{y } 1940 \quad 21159 \quad " \end{array}$$

Diferencia en años es 33, ó sea 3.3 décadas.

$$(1 + r) = \sqrt[t]{\frac{P}{p}} = \sqrt[3.3]{\frac{21159}{7085}}$$

$$(1 + r) = 1.393$$

Considerando las poblaciones correspondientes a los años 1940 y 1948, se tendrá una diferencia de 8 años, ó sea 0.8 décadas.

$$(1 + r) = \sqrt[0.8]{\frac{26300}{21159}}$$

$$1 + r = 1.311$$

Para el cálculo de la población, vamos a considerar el valor promedio de los calculados, para 1 + r, ó sea que tomaremos:

$$1 + r = \frac{1.311 + 1.393}{2} = 1.352$$

Cálculo de la población para el año 1961.

$$P = 26300 (1.352)^{1.3}$$

$$P = 38930$$

Cálculo para el año 1981.

$$P = 26300 (1.352)^{3.3}$$

$$P = 71100$$

c).- Cálculo según el método de la ecuación de la parábola de 2º grado.

$$Y = A + Bx + Cx^2$$

<u>Año</u>	<u>X</u>	<u>X²</u>	<u>Y.</u>
1876	0	0	2467
1907	31	961	7085
1940	64	4096	21159
1948	72	5184	26300
1961	85	7225	30097
1970	94	8836	42129
1981	105	11025	52092

$$A = 2467$$

$$7085 = 2467 + 31 B + 961 C \quad (1)$$

$$21159 = 2467 + 64 B + 4096 C \quad (2)$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones, resulta:

$$B = 14.5 \quad Y \quad C = 4.34$$

ó sea que la ecuación será:

$$Y = 2467 + 14.5 x + 4.34 x^2$$

Cálculo para el año 1961.

$$Y = 2467 + 14.5 x 85 + 4.34 x 7225$$

$$Y = 35097$$

Cálculo para el año 1970.

$$Y = 2467 + 14.5 x 94 + 4.34 x 8836$$

$$Y = 42129$$

Cálculo para el año 1981.

$$Y = 2467 + 14.5 x 105 + 4.34 x 11025$$

$$Y = 52092$$

d).- Método de los Incrementos Variables.- Cálculo para cada 20 años.

<u>Años</u>	<u>Población</u>	<u>Incremento</u>	<u>Aum.Incr.</u>
1880	2700	----	----
1900	5700	3000	----
1920	11300	5600	2600
1940	21159	9859	4259
		$\Sigma = 18459$	$\Sigma = 6859$

$$\text{Promedio de Incremento} = \frac{18459}{3} = 6153$$

$$\text{Promedio aumento de Incremento} = \frac{6859}{2} = 3429$$

Cálculo para el año 1960.

$$P = 21159 + 6153 + 3429$$

$$P = 30741$$

Cálculo para el año 1980.

$$P = 30741 + 6153 + 2 \times 3429$$

$$P = 43752$$

La población para los años según cada 20 años se han calculado de la curva común del gráfico.

Quadro comparativo de los resultados obtenidos.

<u>Año</u>	<u>M.Aritmet.</u>	<u>M.Geom.</u>	<u>Parábola 2°G</u>	<u>Inc.Variable.</u>
1955	30038			
1960				30741
1961	33242	38930	35097	
1970	38048		42129	
1980				43752
1981	43922	71100	52092	

Los valores obtenidos analíticamente se han representado en el Gráfico N° 1, mediante la construcción de las curvas correspondientes.

Como se puede apreciar por los resultados obtenidos en el cuadro anterior, tomando como ejemplo los valores pa

ra el año 1981, con el método aritmético nos dá valores bajos, en cambio con el método de la progresión geométrica se obtienen valores muy elevados, pués el valor de 71100 habitantes representa casi el 3.5 veces el que se obtuvo en el censo de 1940. Esto para una ciudad como Sullana, creemos que es demasiado alto como coeficiente de crecimiento de la población, durante el período de 40 años.

El método de los incrementos variables dá también resultados bajos.

El cálculo que más parece acercarse a la realidad es el obtenido por el método de la Parábola de 2º Grado, y sobre todo para los fines del diseño del sistema de abastecimiento de la población ya que dá un valor intermedio, es decir, ni muy bajo que podamos incurrir en error, ni muy alto que estaría fuera de los límites de la lógica y con lo que se obtendrían cálculos demasiado elevados. Creemos que el valor de aproximadamente 52,000 habitantes, obtenidos para el año 1981, que representa aproximadamente el doble obtenido en un período de 35 años es bastante aceptable y seguramente la población no pasará de ese número de habitantes para el período final.

Otro factor que nos determina a tomar esta curva como la que sigue el crecimiento de la población de Sullana, es el hecho, del cálculo realizado por la Dirección Nacional de Estadística, que dá una población de aproximadamente

50,000 habitantes para el año 1981, basándose en el método comparativo con relación a la curva de crecimiento del Perú.

Por lo tanto adoptaremos la curva de crecimiento de la población para las consideraciones de cálculo del proyecto, la obtenida con la parábola de 2° Grado, tomando en cifras redondas el valor de 52,000 habitantes para el año 1981, considerado como el período final de diseño.

b.- Área actual y futura de la población; densidades y barrios. (Plano N° 6)

Como se especifica en el Capítulo VI el área actual y que va a ser servida por la red es de 1'494,741 m².

Para el área futura se considerará un aumento total del 35% del área actual, lo que da un total de 2'019,700 m². Esta apreciación se ha hecho teniendo en cuenta los proyectos de nuevas zonas urbanizables, como las facilidades que presentan otras por sus condiciones a probables extensiones.

De acuerdo a las áreas actuales y futuras y las poblaciones, se tiene que en la actualidad existe aproximadamente una densidad de 174 habitantes por hectárea y para el futuro cerca de 260 habitantes por hectárea.

c.- Características topográficas, descripción.

El área que cubre la ciudad de Sullana corresponde a una superficie de terreno bastante accidentado, por las de-

presiones y elevaciones existentes. Así cerca al río en el lugar denominado "Mambre" se encuentra una colina de cota 82, y otra en dirección al puente a una distancia aproximada de 400 metros y de cota 85. Estos dos lugares se muestran propicios para ser aprovechados para la instalación de tanques reguladores de la ciudad.

Existe también una quebrada que recorre la ciudad paralelamente al río.

d.- Facilidad de transporte é industrialización, probable influencia en el consumo de agua y en las facilidades para la ejecución de las obras.

La ciudad de Sullana que pertenece al Departamento de Piura, es la capital de la Provincia de igual nombre, su clima es completamente tropical, de características propias de las poblaciones situadas cerca de la línea ecuatorial (su latitud es de 4°53').

Sullana es un punto de confluencia de varias vías de transporte, pues por ella pasa la carretera Panamericana que une Piura con Tumbes, pasando por el puerto de Talara, primer centro productor de petróleo del país. Es atravesada también por la carretera que va de Piura a Paita, siendo punto de estación del ferrocarril de esta misma ruta. Es origen también de la carretera que va a Huancabamba.

Todas estas circunstancias que constituyen a la ciudad en un paso obligado le dán un gran movimiento.

La bonanza de su clima, terreno y el hecho de estar situada junto al caudaloso río Chira, el cual no llega a secarse como muchos ríos de la costa peruana, hacen de Sullana un importante centro agrícola.

Entre otros factores que tendrán gran influencia en el crecimiento de la ciudad, son la perspectiva de la explotación del petróleo de Sechura, región vecina a la ciudad y la implantación de los servicios de agua y desagüe.

Todas estas consideraciones hacen suponer que la ciudad tendrá un próspero desarrollo lo que va a influir considerablemente en el consumo del agua de la población.

CAPITULO II

INSTALACION Y DESARROLLO DEL SISTEMA

a.- Razones que motivan la ejecución de estas obras.

El motivo principal de la construcción de estas obras es el estado de los servicios sanitarios que verdaderamente se encuentran en una situación deplorable en muchas localidades del país y que por lo tanto no representan ninguna seguridad y garantía.

Muchas poblaciones cuentan con abastecimientos, pero

que no reúnen las condiciones de calidad, cantidad y presión apropiada para el consumo.

En el caso de Sullana, se tiene que según el Cuadro N° 155 del Censo de 1940, de 3353 viviendas, sólo 874 tienen servicio de agua y las 2479 restantes no lo tienen. Esto nos indica que tan solo el 26% de la población cuenta con tan indispensable servicio. Es inconcebible que una ciudad como Sullana cuente con tan insignificante porcentaje de servicios. Una población sin agua de buena calidad, no sólo representará un peligro latente para la salud de sus moradores, sino q' además su desarrollo será muy restringido.

El agua para esta población es tomada del río Chira mediante una canaleta, de la cual se bombea a unos tanques de sedimentación, que durante mucha época del año no se usan, debido a su baja capacidad y características inapropiadas.

Las obras de toma no tienen ninguna protección y se puede apreciar que aguas arriba de la misma hay afluencia de bañistas que constituyen un serio peligro. El sistema actual no realiza pues ningún tratamiento al agua. Felizmente muy pronto va a contar dicha ciudad con un sistema y planta de tratamiento adecuados.

A parte de las necesidades imprescindibles que el agua llena en la vida diaria, se puede asegurar que, una población no desarrollará si es que carece de un suministro de agua potable que sea capaz de satisfacer las necesidades pri-

vadas é industriales.

b.- Método de financiación.

El abastecimiento de agua potable para una población es de necesidad pública.

El agua es imprescindible para la vida humana, pero debido a la forma como nos la proporciona la naturaleza necesita para su aprovechamiento, ser acondicionada y distribuida lo que demanda de fuertes gastos, para lo cual los consumidores deben de contribuir ya sea en forma directa ó indirecta.

La financiación por medio de empresas particulares, dada la naturaleza de estos servicios es muy difícil de realizar.

Corresponde pues, en la mayoría de los casos al Gobierno financiar estas obras, ya sea mediante la contratación de empréstitos o emisión de bonos, con la garantía de los impuestos que deben abonar los consumidores por el beneficio del servicio mismo, como también por el aumento del valor de sus propiedades.

CAPITULO III

CONSUMO DE AGUA

a.- Número de personas que se servirán del sistema; porcentaje de la población total.

El sistema proyectado se ha hecho con un criterio tal que sea capaz de abastecer a toda la población actual y a la futura, que se ha calculado en 52,000 habitantes para el año 1981.

b.- Análisis y determinación de los valores asumidos para:

Consumo medio diario,

Consumo máximo diario,

Variaciones en el consumo: diaria, horaria y según

las estaciones,

Demanda de incendio; gasto máximo y duración de él.

La dotación de agua que se considera en un proyecto, es un número que representa el cociente del consumo medio diario y el número de habitantes de la población, el cual se expresa en litros por persona y por día. A este consumo diario se le denomina "consumo promedio anual".

En este consumo se consideran todos los gastos en los cuales están comprendidas todas las necesidades de una población y cuya clasificación es la siguiente: consumo doméstico, industrial ó comercial, público y las pérdidas inevitables de agua.

Factores que afectan el consumo de agua.

Entre estos factores podemos anotar los siguientes:

1º.- El standard de vida de la población ó sea la importancia que se dá al agua en el consumo doméstico. Las

poblaciones más adelantadas tienen un consumo mayor de agua.

- 2°.- La calidad y el costo del agua. Es indudable que cuanto mejor aspecto presente el agua al consumidor se inclinará a ser un uso mayor, de este elemento.
- 3°.- El tamaño de la población. Las poblaciones mayores, consumen más agua per cápita que las menores.
- 4°.- La presión del agua en las tuberías, que influye en la cantidad de agua que sale y en las pérdidas.
- 5°.- El volumen de agua usado en la industria. Este consumo varía según el centro poblado que se considere y en algunos casos puede ser mayor que el consumo doméstico.
- 6°.- La cantidad de agua usada en los servicios públicos. En Lima por ejemplo como no llueve hay que gastar considerable cantidad de agua en el riego de jardines.
- 7°.- La proporción de pérdidas y desperdicios, bien sea en la red de distribución o en las instalaciones privadas de los consumidores, la cual puede alcanzar a un porcentaje considerable del consumo total de la población. Existen métodos y dispositivos para el control de estas pérdidas, lo cual se hace en otros lugares.
- 8°.- El clima.- Es indudable que en los lugares que como Sullana tienen un clima tropical, requerirán de una mayor cantidad de agua que en aquellos lugares situados en territorios de temperatura más moderada.

9°.- El porcentaje de medidores en uso; en las conexiones domiciliarias.- La instalación de estos registradores del gasto ha comprobado ampliamente la influencia que tienen en el consumo, ya que ayudan a reducir el exceso del mismo.

La influencia que tienen los medidores es más bien de carácter psicológico ya que el valor por unidad de volumen tiene muy poco o nada de diferencia con el que se le dá a la instalación sin medidor.

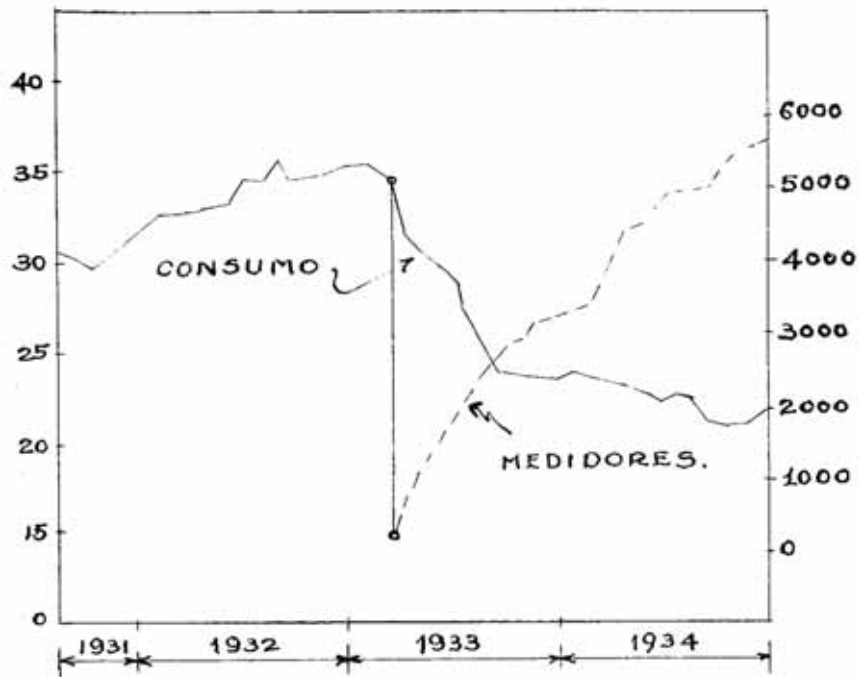
Está probado pues que conforme aumenta el número de medidores instalados, disminuye notablemente el consumo de agua.

En el gráfico N° 2 se puede apreciar una curva típica de la influencia que tienen los medidores en un abastecimiento de agua. El gráfico mencionado corresponde a la ciudad de Cali en Colombia.

La instalación de medidores se inició en Abril de 1933. En diciembre de 1934, el 71% de los servicios tenían medidores instalados y el consumo promedio diario había descendido a 22024 m³., ó sea un 38% menos que el consumo durante Marzo de 1933, a pesar de haberse añadido 967 nuevas conexiones. En agosto de 1935 con el 80.5% de medidores instalados se descendió en un 44% menos del consumo que en Marzo de 1933 a pesar de haberse instalado 1607 nuevas conexiones.

INFLUENCIA DE LOS MEDIDORES
EN EL CONSUMO
ACUEDUCTO MUNICIPAL DE CALI

CONSUMO PROMEDIO EN MILES M³.



NUMERO DE MEDIDORES.

AÑOS

Consumo Diario Promedio Anual.

He considerado para el proyecto una dotación de 220 lts./hab./día, para el consumo diario promedio anual, teniendo en consideración que la ciudad de Sullana es relativamente pobre y por consiguiente no valdría la pena darle una dotación demasiado elevada, pero como se trata de una ciudad del Norte del país, en que las condiciones climatológicas y de situación, exigen un mayor consumo que en otras zonas, he tomado ese promedio que sin ser alto, es mayor que los promedios asignados a la mayoría de las ciudades europeas, y aún que lo usualmente asignado en las ciudades de nuestro país, que generalmente se toma como regla general una dotación promedio de 200 lts./hab./día.

Variaciones de consumo.

El consumo de agua de una población varía de año en año, durante los meses del año, durante los días y las horas de un mismo día. Las variaciones más importantes son las que ocurren en los meses del año, las diurnas y las horarias.

En cuanto a las variaciones mensuales, son debidas estas a los cambios de las estaciones. Durante los meses de verano el consumo de agua, es mayor, pues se usa mayor cantidad en los servicios domésticos y en el riego de calles y jardines. Sin embargo en el caso de Sullana y en general en las ciudades del Perú los cambios de estaciones

no son muy grandes como ocurren en otros países y por consiguiente las variaciones no van a ser de gran magnitud.

Días de Máximo Consumo (Variación diurna).

Consideramos en nuestro proyecto una dotación para el día de máximo consumo de 1.3 veces el promedio anual (30% Mayor), ó sea:

$$1.3 \times 220 = 286 \text{ lts./hab./día.}$$

Esta dotación representa un gasto para el período final, en que la población se considera de 52,000 habitantes de:

$$\frac{286 \times 52000}{86400} = \underline{\underline{172 \text{ l.p.s.}}}$$

Para fijar este porcentaje hemos tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1°.- El clima de Sullana no es tan variable en las diversas estaciones del año.
- 2°.- En el cuadro abajo detallado se muestra records de los consumos de los días de máximo consumo para Lima y Piura. Esta última ciudad puede asimilarse de condiciones bastantes similares a Sullana. En dicho cuadro se puede apreciar en que en ningún caso se llega a tener un incremento mayor del 30% del día de promedio anual de consumo.

Cuadro de las variaciones del día de máximo consumo
para Piura y Lima.

PIURA

<u>Año</u>	<u>Promedio diario anual</u>	<u>Día de máx. consumo</u>	<u>Consumo del día máx.</u>	<u>Incremento para el día máx.</u>
1941	3344 m ³ .	Diciembre	3833 m ³ .	15%
1942	3912 "	"	4963 "	27%

LIMA

1938	121577 m ³ .	30 Enero	144583 m ³ .	20%
1939	106119 "	4 Enero	123003 "	16%
1940	107932 "	19 Dbre.	121463 "	13%
1941	114238 "	19 Dbre.	131982 "	16%
1942	117888 "	29 Dbre.	133586 "	14%

Máximo consumo horario.

Son las variaciones que tienen mayor importancia en nuestro medio, ya que como hemos dicho por las condiciones climatológicas no existen grandes variaciones mensuales y diurnas.

Cita el Ing^o Mendiola en su libro de "Ingeniería Sanitaria" que es corriente usar para esas ciudades peruanas un 170% del promedio anual, sin embargo muchos autores americanos recomiendan que ese porcentaje se tome sobre el día

de máximo consumo, y no sobre el promedio anual.

Vamos a considerar para la confección del presente proyecto un porcentaje del 200% del promedio anual.

Esto nos daría: $2 \times 220 = 440$ lts./hab./día.

Con esta cantidad, el gasto que se obtendría para el período final, sería de:

$$\frac{440 \times 52000}{86400} = \underline{\underline{265 \text{ l.p.s.}}}$$

Esta cifra es de mucha importancia, pues como veremos posteriormente, es a base de ella que se deben calcular la mayoría de las instalaciones y estructuras del sistema de abastecimiento de agua.

Consumo de Agua para Incendio.

Indudablemente que la protección contra el fuego es una de las importantes funciones de los abastecimientos de agua.

El total de agua usado en un año para la extinción de los incendios es generalmente un porcentaje despreciable del consumo total, pero durante el incendio la demanda unitaria de agua es tan grande, que en un proyecto bien diseñado, puede ser un factor determinante para el cálculo de bombas, capacidad de reservorios, diámetros de tuberías, etc.

Los métodos empleados para la dotación de agua para incendios en un sistema de abastecimiento de agua, están justificados por diversas consideraciones, entre las que podemos citar las siguientes:

- 1°.- Importancia de la ciudad.
- 2°.- Valor de la propiedad.
- 3°.- Topografía del Terreno.
- 4°.- Materiales de construcción de las edificaciones.
- 5°.- Costumbres de la población.

En ciudades importantes de los EE.UU., utilizan redes especiales para el consumo de agua contra incendios, las cuales están debidamente reforzadas para trabajar a presiones que oscilan entre 98 y 29½ lbs./in². (70 á 210 mts.). Está de más decir, que esto sería impracticable en nuestro medio por consideraciones del orden económico.

Según los requerimientos de la "National Board of Fire Underwriters", para una población de 60,000 habitantes se necesita una cantidad de agua para incendios de 7,000 g.p.m., ó sea, ¼ l.p.s., cantidad ésta que como se vé es mayor que la consumida por la población para usos ordinarios.

Existen fórmulas empíricas para el gasto unitario que se debe considerar en el consumo de incendios. Así tenemos la fórmula de Kuichling, cuya expresión es:

$$Q = 700 \sqrt{P}$$

siendo Q la demanda en galones por minuto, y P la población en miles de habitantes.

La "National Board of Fire Underwrites", dá la siguiente fórmula:

$$Q = 1020 \sqrt{P} (1 - 0.01\sqrt{P})$$

Otra fórmula práctica es la que se consigna en la siguiente expresión:

$$Q = 10\sqrt{P}$$

P en miles de habitantes y Q en litros por segundo.

Para nuestro caso de Sullana, tendríamos:

$$Q = 10\sqrt{52} = 10 \times 7.2 = \underline{72 \text{ l.p.s.}}$$

Recomienda la "N.B. of F.U.", el gasto durante 5 horas para ciudades menores de 2500 habitantes y de 10 horas para ciudades mayores, considerando un mínimo de 4 grifos para cada punto de 175 G.P.M., con una presión no menor de 20 lbs./in². (14 mts.).

Adoptaremos para el caso de Sullana la cantidad de 72 l.p.s. como gasto de incendio ya que las características de la ciudad y los recursos económicos de nuestro medio hacen imposible poner en práctica los standards seguidos en las ciudades Americanas.

La presión de 14 m. sí la vamos a encontrar en todos

los puntos, pero si acaso hubiese en uno de ellos una presión inferior, está bastante generalizado en nuestras ciudades el uso de motobombas.

CAPITULO IV

FUENTE DE ABASTECIMIENTO

a.- Posibles fuentes de Abastecimiento.

Tratándose de la ciudad de Sullana se pueden considerar como posibles fuentes de abastecimiento de agua: el río Chira y agua subterránea.

b.- Fuente de abastecimiento adoptada; discusión.- Si es agua superficial, indicar los resultados del análisis químico y bacteriológico. El área, población y descripción de la cuenca, las posibles fuentes de contaminación, incluyendo las descargas de aguas servidas ó residuos industriales y las medidas de protección que debenser dictadas.

Hidrología de este curso de agua y volumen mínimo tal que pueda satisfacer las necesidades del consumo.

Se especifica como condición del proyecto que la fuente de abastecimiento sea la del río Chira, de modo que sólo se limitará a la descripción de la fuente que se especifica. De esta manera queda descartada el hacer una comparación técnico-económica con una posible fuente de abastecimiento de agua subterránea.

Por otro lado, es sin lugar a dudas que el río Chira es la mejor fuente de abastecimiento que se pueda escoger para Sullana, ya que la tendencia general en poblaciones de determinada consideración es escoger una fuente regular de abastecimiento con fines de seguridad para el consumo. Esta condición se cumple satisfactoriamente con el río Chira, que además de contar con un abundante caudal, tiene la ventaja de presentar la estabilidad de su cauce al paso por la ciudad considerada.

Desde luego que las características del agua del río Chira hacen imposible su uso sin un previo tratamiento completo para lo cual sería de impostergable necesidad construir "una planta de tratamiento", pero como no es materia del presente proyecto no entraremos en un cálculo detallado con relación a este punto, y sólo nos ocuparemos posteriormente de la parte de la desinfección del agua, mediante el uso del cloro, y recomendaciones generales de acuerdo a las características del agua por tratar.

Análisis del Agua del Río Chira.

A continuación damos, el análisis del agua del río Chira, suministrado por la "International Petroleum Company".

Mes del Año 1948	Turbidez			Dureza total		Alcalinidad A Fenoltaneina		Alcalinidad A Anaranjado de Metilo	
	ppm.			ppm. CaCO ₃		ppm. CaCO ₃		ppm. CaCO ₃	
	Máx.	Mín.	Prom.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.
Ene.	1800	50	412	118	70	0	0	62	84
Feb.	3000	80	428	138	68	0	0	90	54
Mrz.	4200	150	1076	108	75	0	0	86	60
Abrl.	2400	300	927	98	76	0	0	82	66
Mayo	1800	120	352	150	87	0	0	94	70
Jun.	580	90	219	148	72	0	0	100	54
Jul.	480	70	175	224	60	0	0	120	50
Agost.	160	50	68	308	84	4	0	150	56
Stbre.	290	60	72	364	121	6	0	167	82
Octbre.	1800	70	200	336	112	6	0	167	80
Nvbre.	1500	70	177	464	107	5	0	192	73
Dcbre.	90	70	75	789	113	4	0	176	80

A continuación damos los resultados del análisis químico de varias muestras del agua del río Chira, efectuado durante años pasados:

		7 Mayo 1943	30 Agt. 1943	4 Mayo 1944
<u>Residuo de Evaporación:</u>				
Total de sólidos disueltos	p.p.m.	225.0	534.0	154.0
Total de sólidos (fijos)	p.p.m.	205.0	495.0	138.0
<u>Alcalinidad:</u>				
Fenoltaneina	p.p.m. CaCO ₃	0.0	4.0	0.0
Anaranjado de Metilo	p.p.m. CaCO ₃	100.4	108.7	69.2
pH		7.81	8.2	-
Dureza del jabón	p.p.m. CaCO ₃	180.0	198.0	76.0
<u>Análisis:</u>				
Sílice	p.p.m. SiO ₂	15.0	86.2	24.6
R ₂ O ₃	p.p.m. Fe ₂ O ₃ ó Al ₂ O ₃	0.4	52.2	2.4
Calcio	p.p.m. Ca	31.6	50.6	22.0
Magnesio	p.p.m. Mg	7.3	15.0	0.7
Sodio	p.p.m. Na	29.9	49.7	28.0
Carbonato	p.p.m. CO ₃	0.0	4.8	0.0
Bicarbonato	p.p.m. HCO ₃	122.5	123.0	84.5
Hidroxidos	p.p.m. Oh	0.0	0.0	0.0
Cloruro	p.p.m. Cl	19.5	65.1	14.1
Sulfato	p.p.m. SO ₄	43.9	95.4	28.5

Análisis de muestra sin filtrar. El total de Sólidos fijos y disueltos del agua fué 368.0 y 321.0 p.p.m. respectivamente.

Las muestras de turbidez en los mismos días arriba mencionados pero no tomadas en todos los casos al mismo tiempo, indicaban la siguiente turbidez:

7 de Mayo de 1943:	900 p.p.m.
30 de Agosto de 1943:	100 p.p.m.
4 de Mayo de 1944:	300 p.p.m.

Aguas arriba del punto escogido para la captación existen una serie de pequeños núcleos de población, como también haciendas que bordean las orillas, constituyendo seguramente posibles fuentes de contaminación por las descargas al río. Existe así mismo a 8 kms. la población de Terecotillo de 5,000 habitantes.

Las medidas necesarias que se deben adoptar ^{de} es una conveniente disposición de las descargas de desagües y residuos industriales a fin de eliminar en lo posible la contaminación del agua por captar para fines del abastecimiento de la población.

Como se comprenderá el control de estas descargas es bastante difícil de efectuarlo, por lo que es aconsejable el hacer pruebas continuas del grado de contaminación de las aguas por tratarse. Debido a las grandes variaciones que se producen en la calidad del agua, es que se hace necesario di

señar las plantas de tratamiento con un criterio elástico de manera que permitan efectuar un tratamiento con una calidad de agua de fuerte contenido de impurezas y alto grado de contaminación.

El río Chira es del tipo "antiguo" o sea de aquellos que muestran características típicas tales como baja velocidad, poca pendiente y bastante ancho.

Máximo Consumo para el período final de diseño.

$$\frac{52000 \times 220 \times 1.3}{1000 \times 86400} = 0.172 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Según datos suministrados por el Servicio Nacional de Meteorología en los últimos 35 años el mínimo minimorum de descarga del río Chira se obtuvo en el mes de Noviembre de 1945 y fué de 3.935 m³/seg., de manera que el volumen mínimo de descarga de este río está en condiciones de satisfacer ampliamente las necesidades del consumo.

Damos a continuación datos estadísticos de las descargas correspondientes a los años 1944, 1945 y 1946.

RIO CHIRA

DESCARGAS MENSUALES MAXIMAS Y MINIMAS

AÑO 1944

Enero	294.600.	26.400.
Febrero	569.700.	66.200.
Marzo	475.500.	82.200.
Abril	379.700.	107.700.

Mayo	291.400.	70.800.
Junio	119.800.	28.000.
Julio	131.900.	25.800.
Agosto	77.500.	11.293.
Setiembre	104.222.	11.293.
Octubre	39.058.	7.334.
Noviembre	17.534.	6.100.
Diciembre	130.172.	5.600.

AÑO 1945

Enero	459.145.	11.634.
Febrero	708.099.	123.252.
Marzo	303.134.	113.794.
Abril	572.715.	97.782.
Mayo	119.014.	27.739.
Junio	103.686.	27.739.
Julio	103.686.	19.800.
Agosto	95.572.	23.010.
Setiembre	60.252.	27.738.
Octubre	57.070.	5.100.
Noviembre	49.811.	3.935.
Diciembre	66.769.	4.944.

AÑO 1946

Enero	118.062.	11.634.
Febrero	635.401.	46.882.
Marzo	772.364.	111.142.
Abril	502.793.	57.314.
Mayo	146.099.	21.134.
Junio	195.982.	25.834.
Julio	64.895.	27.213.

c.- Area por expropiar. (Plano N° 2)

Para las obras de captación se expropiará un rectángulo de 60 metros paralelos al río por 70 metros perpendiculares.

Esta superficie se cercará a fin de evitar el ingreso de personas extrañas a la captación, y en dicha área se

construía una casa para el mecánico y guardián.

Desde luego que tendrá que considerarse un pequeño camino de acceso a la captación, que de ser necesario habría que expropiar así mismo una franja de terreno que permita el acceso a la toma.

d.- Descripción de las obras de captación y planta de bombeo.- Conducción a la planta. (Planos N°s. 2 y 3)

La captación se ha proyectado hacerla mediante un "caisson" ingresando el agua por sistema simple de vasos comunicantes. Casi colindando con el "caisson" se encuentra la planta de bombeo que impulsará el agua hacia los tanques de almacenamiento proyectados, situados en el área escogida para la futura planta de tratamiento, tanques que servirán posteriormente para almacenar el agua filtrada.

Se ha previsto instalar dos tuberías de fierro fundido para el ingreso del agua de 16", de diámetro con sus respectivos coladores, y se colocará dos tuberías con fines de mayor seguridad. Una de las tuberías está bajo el nivel mínimo (cota 39.60) y la otra bajo el nivel máximo (cota 44.80). Además con esta última tubería será posiblemente captar el agua con un menor contenido de turbidez.

La tubería inferior reposará sobre una cama de grava grande estando protegida por un sistema de rieles de 20' de largo anclados en el lecho y espaciados a 0.20 mts.

La tubería superior en su parte saliente descansará sobre dos pares de rieles en forma de aspa que le servirán de apoyo.

Debido al alto contenido de turbidez del río Chira, seguramente que se va a sedimentar material dentro del "caisson". Se ha previsto efectuar la limpieza a mano para cuyo efecto se encuentra en la parte superior del "caisson" un buzón para el ingreso.

Con el fin de efectuar una limpieza en las tuberías de toma o para cualquier atoro se ha previsto un by-pass en la tubería común de descarga de las bombas. Esta línea se conecta a la tubería superior de toma, la cual a su vez está conectada con la tubería inferior. Para efectuar este lavado a presión se instalarán dentro del "caisson" en cada línea una válvula, las que serán operadas desde la caseta situada en la parte superior del "caisson".

Descripción, cálculos y detalles del "caisson". (Plano N° 3)

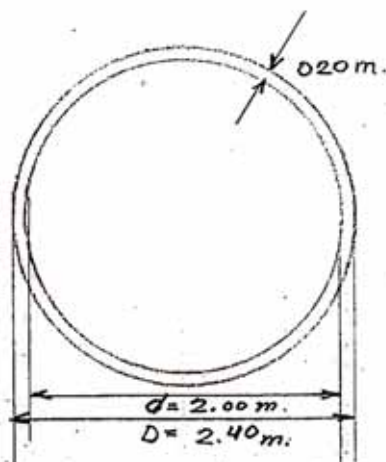
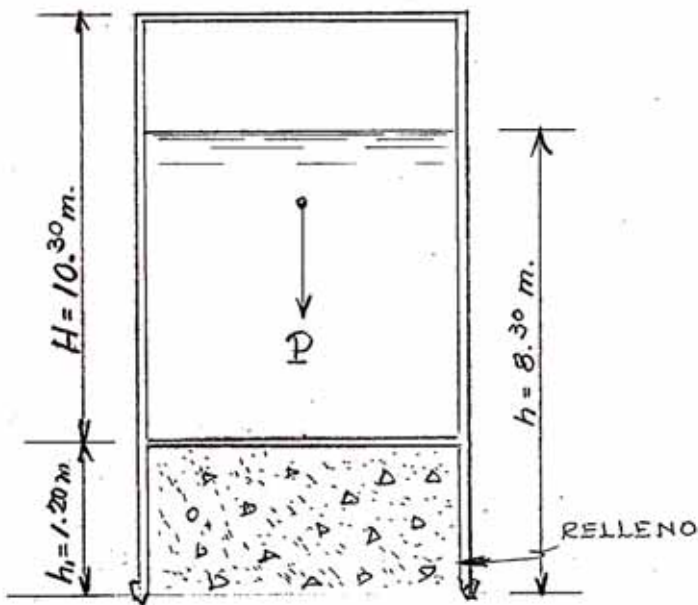
Se ha proyectado un "caisson" de 2.00 metros de diámetro interior y 2.40 metros de diámetro exterior, y de una longitud total de 11.50 metros. La cota superior está a 48.00 y la inferior a 36.50. La parte ó pozo de recolección para el agua tiene una profundidad de 10.30 metros, siendo la cota del fondo 37.70.

El "caisson" será de concreto, empleándose mezcla de

proporciones 1:2:4 y con un refuerzo de fierro cuyo detalle se indica más adelante.

Para los efectos de la estabilidad, llevará el "caisson" en su parte inferior y en todo su diámetro un relleno de concreto pobre de mezcla 1:4:8 y cuya profundidad será de 1.20 mts. de esta masa de concreto, es lo suficiente para una perfecta estabilidad.

El espesor de las paredes será de 0.20 metros.



En la parte superior del "caisson", se construirá una caseta de control de válvulas de entrada del agua al mismo, y se encontrará también un buzón para efectos de inspección y limpieza.

Cálculo de la subpresión.

$$S = h \times a$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 2.40^2}{4} = 4.5 \text{ m}^2.$$

$$S = 8.30 \times 4.50 = \underline{37.3 \text{ Ton.}}$$

S = subpresión

h = alt. de agua (ton./m².)

A = sección ext. transversal.

Esta fuerza debe ser equilibrada con el peso propio del

caisson y la fricción.

$$P = p_1 + p_2$$

P = peso total

$$p_1 = a_1 H \cdot \delta$$

p₁ = peso anillo

p₂ = peso relleno

$$A_1 = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2).$$

δ = dens. concreto = 2400 Kgs./m³.

$$A_1 = \frac{\pi}{4} (2.4^2 - 2.0^2) = 1.38 \text{ m}^2.$$

$$p_1 = 1.38 \times 10.30 \times 2.4 = \underline{34.2 \text{ Ton.}}$$

$$p_2 = a \times h_1 \times \delta$$

$$p_2 = 4.5 \times 1.20 \times 2.4 = \underline{13 \text{ Ton.}}$$

$$P = p_1 + p_2 = 34.2 + 13 = \underline{47.2 \text{ Ton.}}$$

De estos cálculos se deduce que: P > S y por consiguiente el "caisson" no va a flotar y esto es aún todavía sin considerar la fricción, que es un valor de considerable magnitud y que pasamos enseguida a calcular:

Cálculo de la Fricción.

Cálcularemos de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$E = \frac{W h^2}{2} \text{ tg}^2 (45 - \frac{\theta}{2})$$

E = empuje sobre un elemento.

θ = áng. de reposo.

W = densidad terreno = 1800 Kgs./m³.

θ = 30°

Para nuestro caso:

$$h = H + h_1$$

$$E = 1800 \times \frac{11.50^2}{2} \text{ tg}^2 30$$

$$E = 900 \times 11.50^2 \times 0.33 = 38200 \text{ Kgs./m.}$$

$$E = 38.2 \text{ Ton./m.}$$

Fuerza Normal: $N = Ef$ $f =$ coeficiente de fricción entre materiales.
 $f = 0.3$ para tierra-concreto, consideraremos $f = 0.1$

La fuerza total a considerarse será:

$$N \times \pi D = 3.82 \times \pi \times 2.40 = \underline{28.8 \text{ Ton.}}$$

Como se puede apreciar contamos aún además como factor de seguridad con la fricción y cuyo valor es de 28.8 toneladas.

Armadura del "caisson".- Fierro horizontal. (Plano N° 3).

El fierro horizontal se pondrá en cuatro secciones con los siguientes porcentajes: 4‰ - 3‰ - 2‰ - 1‰ con los mayores porcentajes en el fondo y colocados en ambas caras.

Area de Acero

$$As = e \times 100 \times p. \quad e = 0.20m.$$

Para la 1ra. Zona (más baja) $p = 4‰$

$$As = 20 \times 100 \times 0.004$$

$$As = 8 \text{ cm}^2$$

Colocando varillas de $\phi 1/2''$ (1.27 cm^2), se necesitarán 8: $1.27 = 6.3$ varillas por metro.

Se colocarán 7 varillas por metro en ambas caras espaciadas 0.28 metros.

Esta zona tendrá una longitud de 2.70 mts. y se emplearán 20 varillas de $\phi 1/2''$ en las dos caras. De estas varillas 10 tendrán una longitud de circunferencia de 2.30π y

las 10 restantes 2.10 π

2da. Zona. As = 20 x 100 x 0.003 = 6 cm^2 .

6 : 1.27 = 4.7 \sim 5 varillas por metro.

que se colocarán en ambas caras espaciadas 0.40 mts. Esta zona cubrirá una altura de 2.80 mts. y se emplearán 14 varillas de ϕ 1/2".

3ra. Zona. As = 20 x 100 x 0.002 = 4 cm^2

4 : 1.27 = 3.1 varillas por metro.

Se espaciarán las varillas 0.30 m. (0.60 m. en cada cara), y esta zona cubrirá 2.70 m., empleándose 9 varillas de ϕ 1/2", 5 de longitud de circunferencia π .2.30 y 5 de π x 2.10.

4a. Zona. As = 20 x 100 x 0.001 = 2 cm^2

2 : 1.27 = 1.6 \sim 2 varillas por metro.

Esta zona cubrirá 2.90 metros y varillas de ϕ 1/2", se espaciarán 1.00 m. en cada cara. Se emplearán 6 varillas, 3 de longitud de 2.30 π y 3 de 2.10. π

Refuerzo vertical.

Se usará 2% del área (que tiene el mismo valor que para el horizontal), y se colocará en tresbolillo, usándose un recubrimiento de 2".

Cara exterior.- Se emplearán 8 varillas de ϕ 5/8" separadas 0.90 m. lo que corresponde a un ángulo de 45°

Cara interior.- Se emplearán también 8 varillas de ϕ 5/8" separadas @ 0.83 m. que corresponde a un ángulo de 45°

$$l = \frac{45 \times \pi \times 2.106}{360} = 0.83$$

Veamos qué porcentaje tenemos de fierro:

$$\phi \text{ 5/8" } = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area corona: } \frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$$

$$A = \frac{\pi}{4} (2.4^2 - 2.0^2)$$

$$A = 1.38 \text{ m}^2 = 13800 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{1.98 \times 16}{13800} = 0.0023 = 2.3\%$$

Estamos bien, pues, supusimos un porcentajes de 2%

Refuerzo de la cuchilla.

Esta cuchilla se ha diseñado con el objeto de facilitar la penetración del "caisson" en el terreno y se ha proyectado colocar como refuerzo horizontal 8 varillas ϕ 1/2", distribuídas de acuerdo a lo mostrado en el Plano N°

Como refuerzo vertical llevará abrazaderas de ϕ 1/2" 0.20 mts.

Seguendo las especificaciones del A.C.I., nos dá que cada abrazadera tendrá una longitud de 1.55 mts.

Planta de Bombeo. (Plano N° 3)

Esta planta tiene por objeto elevar el agua desde el "caisson" de toma hasta los tanques de almacenamiento, con

una diferencia de nivel comprendida entre las cotas 39.60 y 55.50.

Se ha proyectado una casa de bombas subterránea, la cual se construirá de concreto armado, teniendo unas dimensiones en su base de 5.50 x 6.00 mts. y una altura de 4.00 mts. La casa de bombeo se ha proyectado a una profundidad tal que permita el uso de bombas corrientes centrifugas, de modo que resulta que la altura de succión de las bombas es de 4.90 mts.

La cota superior del techo es 48.00 y la del piso 44.00, siendo la cota del eje de las tuberías de succión 44.54.

Cálculo de las bombas.

Estas bombas se calcularán para un período de 15 años, ó sea para el año 1961, en el cual según se vió la población alcanzará a 35,000 habitantes.

$$Q \text{ dia.máx.} = \frac{35000 \times 220 \times 1.3}{86400} = 116 \text{ l.p.s.}$$

Consideraremos además en el gasto, un adicional del 4% para el lavado de filtro de que se dispondrán en el futuro.

De manera que el gasto será:

$$Q = 116 \times 1.04 = 122 \text{ l.p.s.}$$

$$Q = \frac{122 \times 60}{3.785} = \underline{1940 \text{ G.P.M.}}$$

Carga total ó Dinámica.

Succión.-----	4.90 mts.
Desnivel del eje de succión al nivel superior de los tanques.	10.96 "
Pérdida de carga por fricción en tubería de acero Ø 14" (350 mts.)	2.47 "
Perdidas de cargas menores y accesorios.-----	<u>2.86</u>
<u>Carga Total:</u>	<u>21.19 mts.</u>

Escogeremos bombas de una capacidad de 61 l.p.s., de modo que se necesitarán dos unidades para satisfacer el gasto requerido, previéndose además la instalación de otra unidad para fines de seguridad, la que servirá de repuesto para casos de emergencia, como también para que las 3 unidades trabajen alternativamente.

Seleccionaremos bombas de marca "sulzer", del tipo NCP-28-17-1/2 15° (Corr), de las siguientes características:

Gasto:	61	l.p.s.
Carga total:	39	mts.
Velocidad:	1730	R.P.M.
Eficiencia:	80	%

Se ha escogido bombas de una carga dinámica mayor a la calculada, con el fin de que estas mismas unidades se utilicen una vez que se construya la planta de tratamiento. Con esto sólo se ha hecho una apreciación de carácter gene-

ral para poder tener una idea, habiendo dado siempre un margen de seguridad para usar los mismos equipos. Desde luego que una vez diseñada la planta se deberá de hacer una comprobación con el cálculo detallado para el caso.

Los diámetros de las tuberías de succión y descarga serán de 8". Las bombas escogidas son centrífugas de baja presión, con disposición en "D" con acoplamiento y placa de fundación. El motor eléctrico necesario para cada unidad se calculará y especificará en el capítulo concerniente a la energía.

Cada línea de succión llevará su respectivo colador y válvula de pie.

Cada tubería de descarga tendrá sus válvulas "check" y de compuerta y las tres líneas se unirán en una sola de descarga común que conducirá el agua a los tanques de almacenamiento.

Conducción a la Planta.

Consta de las líneas necesarias para transportar el agua desde la fuente de abastecimiento hasta la planta.

Como hemos dicho anteriormente, el agua, desde la toma será impulsada a los tanques de almacenamiento ubicados en el área comprendida para la futura planta de tratamiento.

Para la conducción desde la toma a los tanques se usará tubería de acero laminado, soldado en espiral, según la especificación N° 7-A-4 de la A.W.W.A. Este tipo de soldadura ofrece mayor resistencia y facilidad para un mejor acabado del tubo, aunque naturalmente con la soldadura longitudinal se puede obtener la resistencia deseada. La ventaja adicional de las primeras es que son más económicas.

Las tuberías por usarse llevarán una cubierta de protección tanto exterior como interiormente de residuo pesado de destilación de la hulla (coal-Tar-Enamel) según la especificación N° 7-A-6 de la A.W.W.A.

Las tuberías serán colocadas en tramos de 20' y con uniones del tipo Dresser. Se ha escogido este tipo de uniones por ser más económicas, muy fáciles de colocar y representan además la ventaja de que en cualquier momento se puede sacar un tubo para cualquier reparación con toda facilidad y rapidez, mientras que si las uniones fueran soldadas se necesitará disponer de un equipo especial para cortar la tubería.

La tubería de acero para las líneas de bombeo reportan una serie de ventajas sobre las de fierro fundido, entre las que anotamos las siguientes: a) Mayor resistencia al impacto. b) Mucho más liviana que la de fierro y por consiguiente fácil de transportar y colocar, disminuyendo así

mismo el costo de transporte por fletes. c) La unión de los tramos es como dijimos con "uniones Dresser" de muy fácil colocación y no necesita personal especializado. d) Las uniones son completamente herméticas evitando toda clase de filtraciones y al aumentar la presión comprime a la empaquetadura, mejorando la junta. e) Como son menos rígidas que las de fierro fundido, ofrecen mayores ventajas en cuanto a los movimientos sísmicos, consideración que se debe tener en cuenta ya que nos encontramos en zonas sísmicas.

Para la línea que estamos considerando se considera un gasto para el día de máximo consumo y para el período final que es de 172 l.p.s., considerándose además un gasto adicional del 4% para el lavado de filtros, lo que redondeando nos dá 180 l.p.s.

Hemos escogido una tubería de 1½" de diámetro exterior y de calibre N° 7 (0.1875" de espesor) que nos dá una pérdida de carga de 7.10 m. por 1,000 mts.

Para el espesor seleccionado, considerando un factor de seguridad $F_s = 3$ de la prueba de presión en fábrica, se tiene que esta tubería puede trabajar a 245 lbs./in²., mientras que la máxima presión de trabajo en esta línea no va a pasar de 45 lbs./in².

e.- Información relacionada con las condiciones del sitio escogido para la captación de acuerdo con un punto de vista técnico-económico-sanitario.

La primera medida naturalmente ha sido investigar el punto de descarga de la red de desagües. Esta red, actualmente en construcción, va a tener su punto de descarga aguas abajo del puente de la carretera que conduce a Talara.

Según esto la toma se encuentra aguas arriba del punto de descarga de la red de desagües.

Ya se indicó que la pendiente del río Chira es muy suave, de manera de que por más aguas arriba que se coloque la toma, la altura que se gane, no va a tener mayor importancia en comparación con la longitud de tubería que se necesitaría emplear.

CAPITULO V

PLANTA DE TRATAMIENTO

De acuerdo con los datos suministrados para la confección del presente proyecto, se especifica lo siguiente: "La fuente de abastecimiento será el río Chira, cuyas aguas serán usadas durante la primera etapa, sin más tratamiento que clorinación, debiendo preverse el sitio donde se ubicará posteriormente la futura planta de tratamiento!"

De manera que según lo expuesto sólo vamos a desarrollar: a) Ubicación de la planta futura de tratamiento y actuales estructuras proyectadas. b) Equipo de bombeo, descripción y objeto. c) Recomendaciones para los procesos de sedimentación, mezcla y coagulación. d) Otros aparatos a usarse. y e) Clorinación.

Para la concepción del proyecto en sus lineamientos generales hemos tomado en consideración que la planta de tratamiento será construída en un período inmediato al del sistema de abastecimiento, ya que las características bacteriológicas, físicas y químicas del agua del río Chira hacen que el tratamiento se realice sin postergación a fin de que éste elemento tan indispensable para la salud y vida humanas, sea entregado a los consumidores en condiciones óptimas de pureza y potabilidad.

Sinembargo sólo obstáculos insalvables de índole económica podrían justificar el hecho de no construir de inmediato una planta de tratamiento para este caso, con el fin de dotar a la población cuanto antes del sistema de abastecimiento de que carece.

A fin de subsanar en parte la no construcción inmediata de la planta de tratamiento, se considera la desinfección mediante el uso del cloro, que tratará el agua en cuanto a la parte bacteriológica. Sinembargo la clorina-

ción sin un previo tratamiento con el tipo de agua que se considera puede no tener su mejor rendimiento, aumentando también considerablemente la "demanda de cloro".

a.- Ubicación de la planta futura de tratamiento y actuales estructuras proyectadas.

La futura planta de tratamiento que se ha de construir hemos proyectado ubicarla en la zona de la "Hacienda Mambre", (Plano N° 2) a una distancia en línea recta de la toma de agua de aproximadamente 300 m. y está ubicada entre las cotas 55 y 60 y cerca de las primeras áreas construídas.

Se ha considerado una extensión de 80 por 100 m., ó sea 8000 m². que consideramos suficiente para la construcción completa de la planta de tratamiento. Sin embargo la correcta extensión sólo se podrá determinar en forma precisa al diseñarse todas las estructuras é instalaciones que se consideren, obteniéndose de este modo un concepto claro de las necesidades, las que estarán supeditadas al diseño escogido.

Actuales estructuras proyectadas. (Planos N°s 2 y 4)

Se ha proyectado en primer término dos tanques subterráneos de concreto, que almacenarán el agua bombeada de la toma. Estas unidades serán los futuros tanques de almacenamiento del agua filtrada. De estos tanques por medio de otras unidades de bombeo se enviará el agua a presión a la red y tanque regulador.

Este sistema concebido permite tener la ventaja de almacenar una cierta cantidad de agua, lo cual representa una seguridad, por disponerse de un volumen que representa el consumo durante unas horas de la población por si ocurriera el caso de alguna interrupción en el sistema de captación.

Otra ventaja es el hecho que las bombas seleccionadas en la toma, no serán necesario cambiarlas o reemplazarlas ni hacerlas trabajar en condiciones para las cuales no han sido escogidas, una vez que funcione la planta de tratamiento, pues de otro modo habría sido necesario escoger unidades de bombeo de mayor potencia, capaces de entregar el agua directamente a la red y operar en combinación con el tanque regulador.

Capacidad de los tanques.

Estos tanques van a ser diseñados para una capacidad equivalente a la quinta parte del consumo del día de "máximo consumo", para el año 1961 (15 años).

La población que se tiene para este año es de 35000 habitantes.

Consideraremos además un volumen de almacenamiento del 4% para el lavado de filtros.

$$\text{Volumen: } 35000 \times 220 \times 1.3 \times 1.04 = 10400 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen de almacenamiento: } 10400:5 = 2080 \text{ m}^3.$$

Haremos dos tanques de 1040 m³. cada uno.

Tirante de agua considerada: 3.30 mts.

Superficie de cada tanque: $1040 : 3.30 = 315 \text{ m}^2$.

Considerando un ancho de 12.00 m., la longitud será de: $315 : 12 = 26.20 \text{ mts.}$

Adoptaremos las siguientes dimensiones para cada tanque: 3.30 x 12.00 x 26.50 mts. (1050 m³).

Como se puede apreciar en el Plano N° 2 , la entrada de agua a cada tanque se hará mediante una tubería de 10" de diámetro. Estos tanques serán enterrados, siendo la cota superior del nivel del agua 55.50.

Se ha previsto para cada tanque una tubería de 8" de diámetro conectadas al desagüe, para efectos del rebose.

Como al principio no se va a disponer de la planta de tratamiento, el agua entrará a estos tanques tal como se encuentra en el río Chira y como es sabido que el agua de este río tiene un alto contenido de turbidez, especialmente en épocas de avenidas, se va a sedimentar material en los tanques proyectados. Con el fin de eliminar este sedimento durante el tiempo de que no se disponga de tratamiento, hemos previsto que cada tanque tenga una válvula de purga y limpieza de 12" de diámetro que conectan al desagüe. Además se ha considerado un desnivel en el piso de los tanques de 0.30 mts., contados desde los extremos en el sentido longitudinal a fin de facilitar la limpia.

Se ha considerado también que cada unidad tenga su respectivo buzón para inspección y limpieza, como así mismo existe una instalación eléctrica de iluminación en el interior de los tanques que permite efectuar estas operaciones. Se considera también una tubería de ventilación de 8" de diámetro.

El agua de cada uno de estos tanques se conecta mediante una tubería de 12" ϕ con el pozo de recolección, de donde se bombeará directamente a la red que sirve a la población. Cada uno de los tramos de esta tubería de conexión cuenta con su respectiva válvula de 12" ϕ .

Como se puede apreciar por el sistema proyectado y las válvulas consideradas cada uno de los tanques puede trabajar independientemente, de modo que cuando sea necesario efectuar una limpieza, puede una unidad seguir operando a fin de no interrumpir el servicio.

En estos tanques se efectuará la clorinación de la que nos ocuparemos en detalle posteriormente.

b.- Equipo de bombeo, descripción y objeto. (Planos N°s. 2 y 5)

Esta planta tiene por objeto impulsar el agua desde los tanques de almacenamiento a la red y con la presión suficiente para elevar el agua en el tanque elevado regulador, en las horas de menor consumo.

Se ha proyectado una casa de bombas sobre el nivel del terreno y encima del pozo de recolección del agua limpia proveniente de esos tanques, de donde se succionará. Esta casa se construirá de concreto armado, teniendo por dimensiones interiores 4.75 x 5.75 mts. y 4.00 mts. de altura.

Cálculo de las bombas.

Estos equipos se calcularán para un período de 15 años, siendo la población calculada para ese período de 35,000 habitantes.

Consumo para el día máximo:

$$\frac{35000 \times 220 \times 1.3}{86400} = 116 \text{ l.p.s.}$$

Como solo vamos a bombear durante 20 horas, las bombas deberán tener el siguiente rate:

$$\frac{116 \times 24}{20} = 139 \text{ l.p.s.} \quad 140 \text{ l.p.s.}$$

Si se quiere bombear para el consumo máximo horario, el gasto sería:

$$\frac{35000 \times 140 \times 24}{86400 \times 20} = 214 \text{ l.p.s.}$$

Este volumen de 214 l.p.s., es lo que se tendrá que bombear para que en 1965, las bombas abastecieran el máximo horario con el fin de que pudieran dar ese volumen en caso de incendio.

Se escogerán 2 bombas que dan cada una un caudal de

70 l.p.s. de manera que estas dos unidades, suministrarán el volumen necesitado de 140 l.p.s. Además se colocará otra unidad de reserva, también de 70 l.p.s. de capacidad, de manera que en algún caso de emergencia puedan trabajar las 3 unidades que darían un volumen de 210 l.p.s., que es precisamente el volumen del máximo horario.

Carga total ó dinámica.

Diferencia de nivel entre mínima altura de succión y máxima altura de descarga:

$$102 - 54 = - - - - - \underline{48.00 \text{ mts.}}$$

Se ha considerado como cota mínima de succión 54, teniendo en cuenta que en el pozo de recolección se va a disponer en todo momento de un tirante de agua de por lo menos 1.80 mts.

De acuerdo al Cuadro N° 3 (Gráfico N° 13), las pérdidas de carga en la red son:

KACE	3.13 mts.
KE	3.25 "
KJE	2.82 "

Indudablemente para mayor seguridad, escogeremos la máxima, ó sea: - - - - 3.25 mts.

Pérdida de carga en la tubería de conducción.- Esta línea es de acero de \emptyset 16" y 495 mts. de longitud. Consideraremos el caso más desfavorable en que por motivo de e-

mergencia tengan que trabajar las 3 bombas a la vez, en que se tendrá un gasto de 210 l.p.s.

Pérdida de carga - - - -	2.95	mts.
Pérdidas menores - - - -	2.00	"
Carga total - - - - -	56.20	"

Escogeremos bombas de marca "Sulzer" del tipo HPL, 32-17-1/2, centrífugas de alta presión y de dos etapas, con disposición en D (Bomba con acoplamiento y placa de fundación), de las siguientes características:

Gasto:	70	l.p.s.
Carga total:	60	mts.
Velocidad:	1730	R.P.M.
Eficiencia:	78	%
Diámetro de succión:	8	pulg.
Diámetro de descarga:	8	pulg.

El motor eléctrico necesario para cada unidad se calculará y especificará en el Capítulo correspondiente a la energía.

Cada bomba en su línea de succión tendrá su respectivo colador y válvulas de pié y en la línea de descarga tendrá sus válvulas "check" y de compuerta, y las tres líneas, se unirán en una sola de descarga común que llevará el agua a la red.

Línea de Conducción de los tanques de agua limpia a la red.

Esta línea va a soportar un gasto de 206 l.p.s. q' representa al del día de máximo consumo para el período final de diseño, considerando el bombeo escogido de 20 horas por día.

Se ha seleccionado una tubería de acero de 16" de diámetro exterior y de calibre N° 7 (0.1875" de espesor) que nos dá una pérdida de carga de 5.80 mts. por 1000 mts.

$$\text{Pérdida de carga en la línea} = \frac{5.80 \times 495}{100} = 2.88 \text{ m.}$$

Para el espesor escogido y $F_s = 3$ de la presión de prueba se tiene que esta tubería puede trabajar a 215 lbs./in². y en esta línea solo tendremos una presión máxima de 85 lbs./in².

Las características de esta línea de conducción serán iguales a las especificadas para la línea de conducción de la toma a la planta de tratamiento, en el Capítulo IV.

c.- Recomendaciones para los procesos de sedimentación, mezcla y coagulación.

Para estos procesos mencionados, vamos a realizar un estudio comparativo técnico-económico, entre los métodos convencionales de tratamiento por sistemas de gravedad empleando tanques de concreto y sistemas modernos me-

cánicos de operación.

Para este estudio vamos a tomar como modelo de operación mecánica, la unidad ACCELATOR, que es un sistema patentado de la fábrica INFILCO INC. De los Estados Unidos.

La eficiencia de la coagulación y remoción de sólidos por medio de agitación mecánica y adición de reactivos en sólidos previamente coagulados, ha sido comprobada por la experiencia en los procesos de purificación de agua y tratamiento de líquidos cloacales, particularmente en los Estados Unidos, donde se han hecho un sinnúmero de instalaciones de esta índole, obteniéndose porcentajes de eficiencia en la remoción de turbidez, superiores a los obtenidos en los sistemas de gravedad. Se han comprobado eficiencias mayores del 99% con aguas de más de 1000 p.p.m.

En nuestro medio se cuenta con la experiencia de las instalaciones de la International Petroleum C^o, en la planta de Portachuelo que abastece a la ciudad de Talara, siendo la fuente de abastecimiento el río Chira.

Métodos convencionales y algunas de sus limitaciones.

La práctica comunmente seguida hasta hace poco tiempo, consiste en agregar reactivos precipitadores en un tanque de agua, dejándolos allí largo tiempo para obtener los

resultados deseados. Como éstos no eran del todo satisfactorios fué necesario mejorar los sistemas de mezcla, coagulación y sedimentación, cada uno en su propio tanque, con su propio elemento móvil y con su motor é impulsor correspondiente. Posteriormente, se desarrollaron nuevos métodos de mezcla, para efectuar la dispersión de los productos químicos añadidos en el agua en un corto período de tiempo. Es interesante hacer notar sin embargo que esta dispersión es exactamente el inverso tanto teórico como práctico del fin que se persigue, que es el de reunir todos los productos de la reacción química en masas suficientemente grandes de modo que puedan ser separadas por sedimentación. Es razonable el suponer que la primera partícula sólida que resulta de la reacción entre el agua y la solución química, es de tamaño coloidal; y en todo caso sumamente pequeña y sin suficiente masa para que se asiente en un tiempo razonable. Si el agua que contiene los productos de esta reacción fuera llevada a tanques de sedimentación, éstos tendrían que ser muy grandes y por lo tanto costosos. Todos los esfuerzos durante la década pasada, se han dirigido a reducir el tamaño y por consiguiente el costo de estos tanques, a fin de separar previamente los productos de la reacción para sedimentarlos.

Dichos esfuerzos han dado como resultado, nuevas prácticas para llevar a cabo una mezcla lenta en el curso

de la cual las partículas pequeñas formadas durante la misma, chocan unas con otras y se adhieren formando una serie de conglomerados flojos y masas suficientemente grandes para que se puedan sedimentar satisfactoriamente. El desarrollo de esta clase de mecanismos coagulantes, ha reducido grandemente el costo y el tamaño de los tanques de sedimentación, mejorando ampliamente los resultados obtenidos. Sin embargo esta ganancia en el tamaño no se refleja siempre en menores costos, ya que esta puede ser contrarrestada con el de los equipos de mezcla lenta. Como una etapa final en esta serie de procesos, los sólidos se sedimentan para obtener un efluente claro.

Como se ha mencionado antes, los desarrollos de los sistemas de coagulación por medio de mezcla lenta, han reducido de manera especial los tamaños de los tanques de sedimentación, pero todavía es necesario usar grandes áreas de terreno, y hacer gastos apreciables en construcciones de concreto; y en algunas partes dichos tanques deben ser protegidos contra las temperaturas de helada durante el invierno. Para evitar todos estos inconvenientes inherentes a estos viejos métodos se ha ideado el Acclerator el cual ha dado resultados muy satisfactorios.

Descripción del Acclerator y sus principios característicos. (Gráficos 3, 4, 5 y 6).

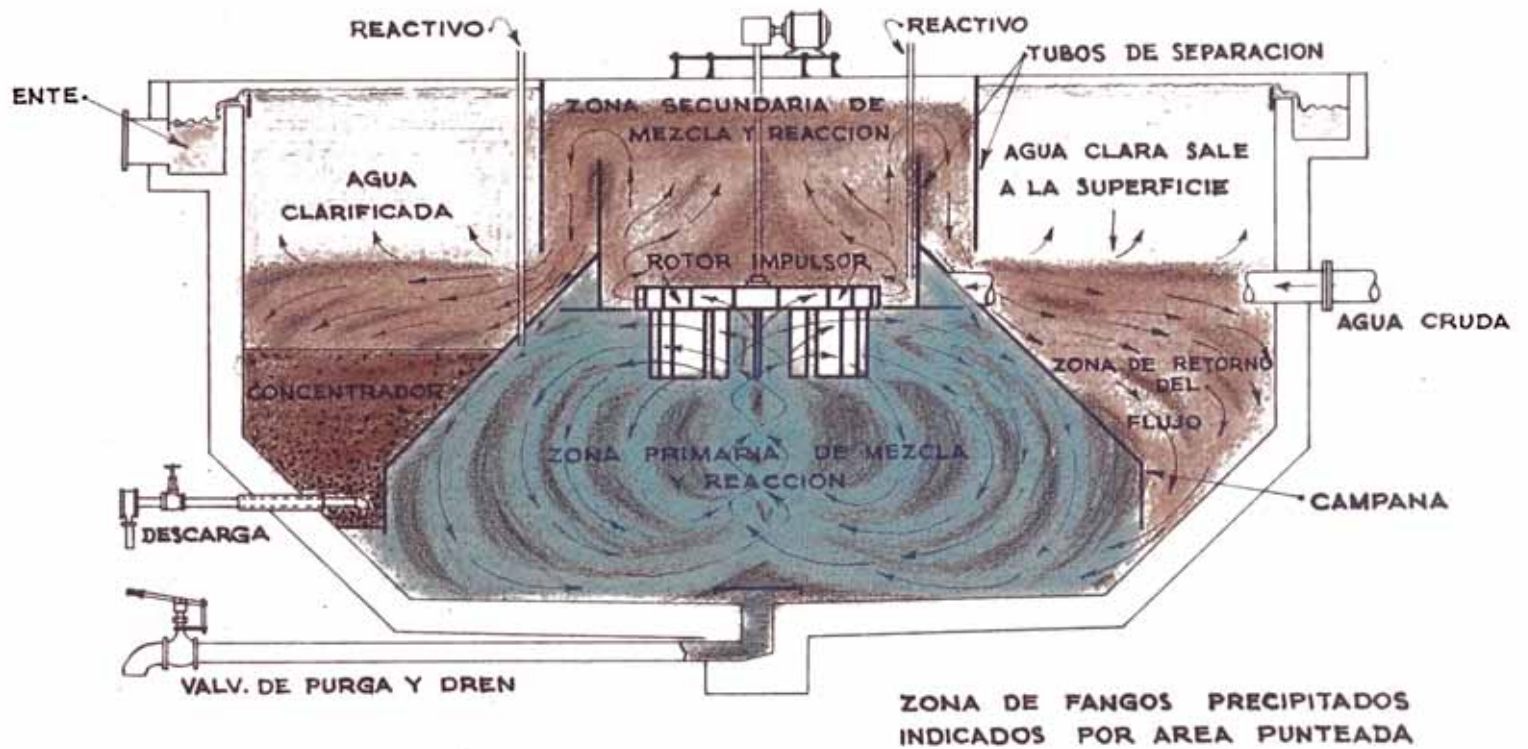
Describir esta unidad es sentar un principio nuevo

é importante, más bien que analizar parte por parte los elementos que componen un aparato mecánico. El acelerador no es simplemente una unidad que se aleja en su diseño de los sistemas convencionales empleados en las plantas de tratamiento de agua; si no, que envuelve un principio de operación enteramente nuevo, para cumplir determinadas funciones en el tratamiento de las aguas.

Con el objeto de que sirva de ayuda y visualizar mejor su descripción y los principios distintivos de operación del acelerador se presenta el croquis N° 3 , que es únicamente un diagrama de la mecánica fundamental en la cual está basada esta unidad.

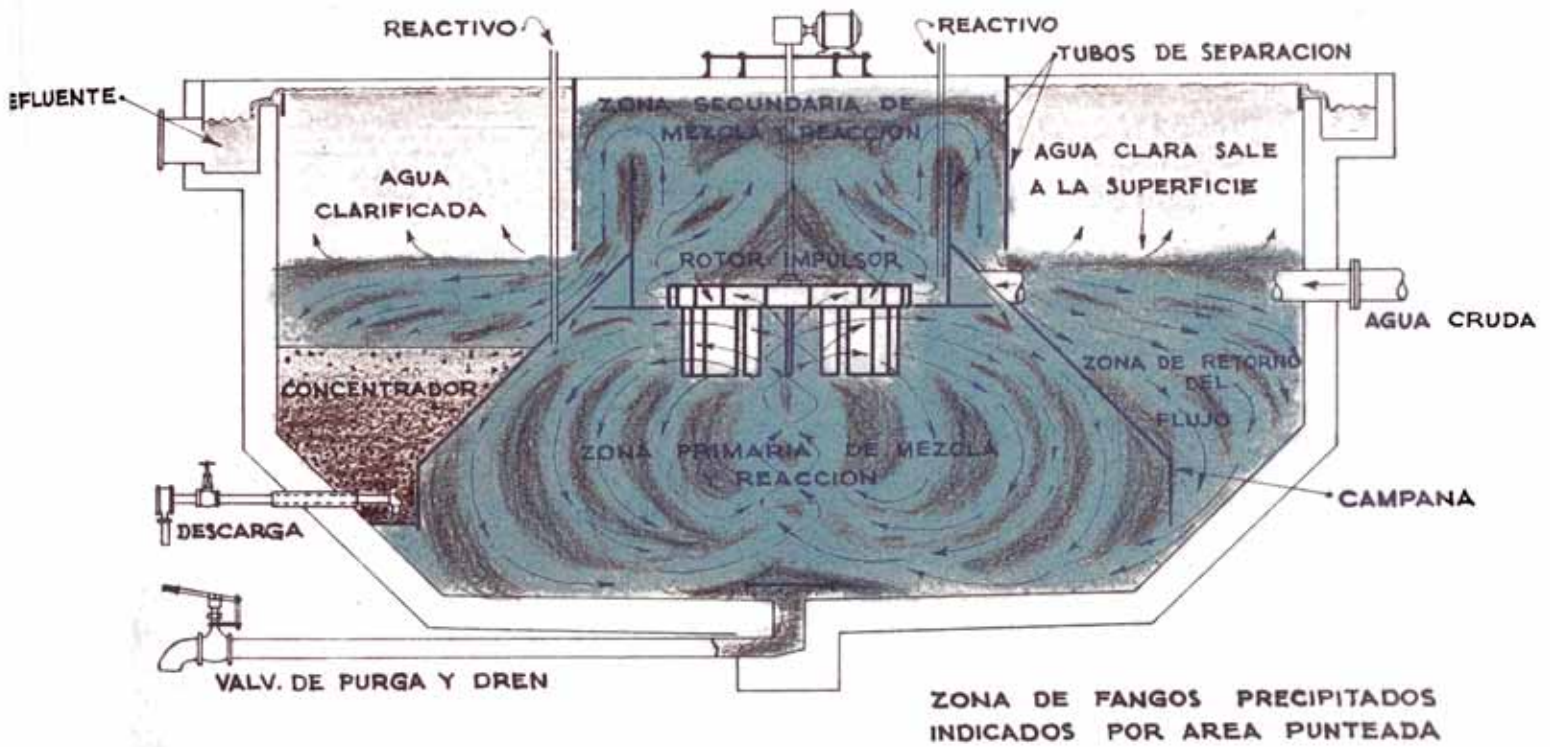
Se hace notar especialmente las cámaras de reacción primaria y secundaria, la manera como el agua y los productos químicos entran en la unidad y la forma como son dirigidos los flujos.

El primer principio fundamental distintivo del acelerador es que al ser añadidos los productos químicos, las reacciones químicas tienen lugar en la zona primaria de reacción en presencia de un sedimento en suspensión de sólidos, previamente precipitados y bien coagulados. De hecho, lógicamente se elimina la necesidad de la mezcla rápida y de los procesos de coagulación de los viejos sistemas porque los reactivos no son mezclados, previamente



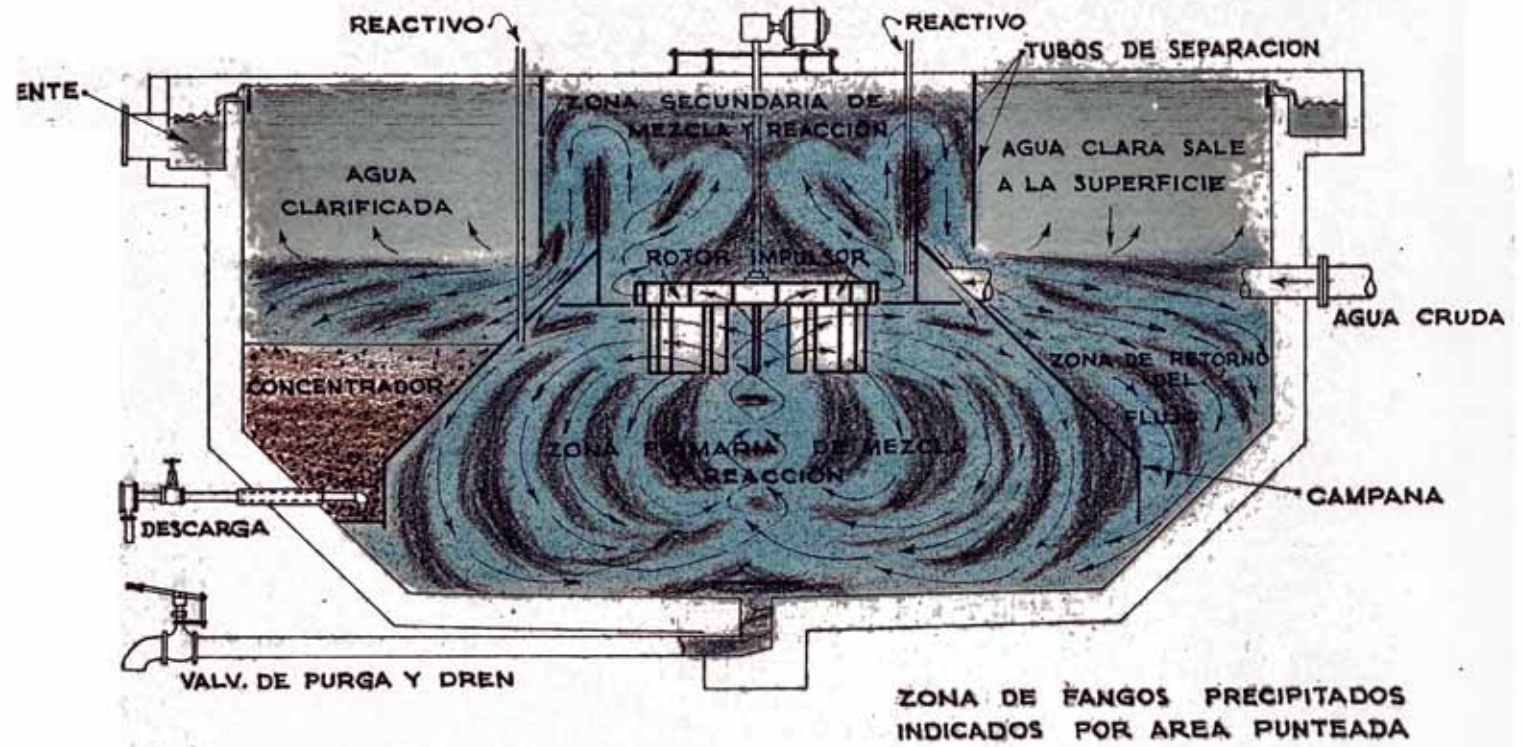
CORTE TIPICO DEL PRECIPITADOR ACCELATOR

Parte A.- La introducción de las sustancias químicas y del agua cruda a la zona de mezclado y de reacción, es con el objeto de que las reacciones químicas tengan lugar en presencia de los sólidos previamente formados.



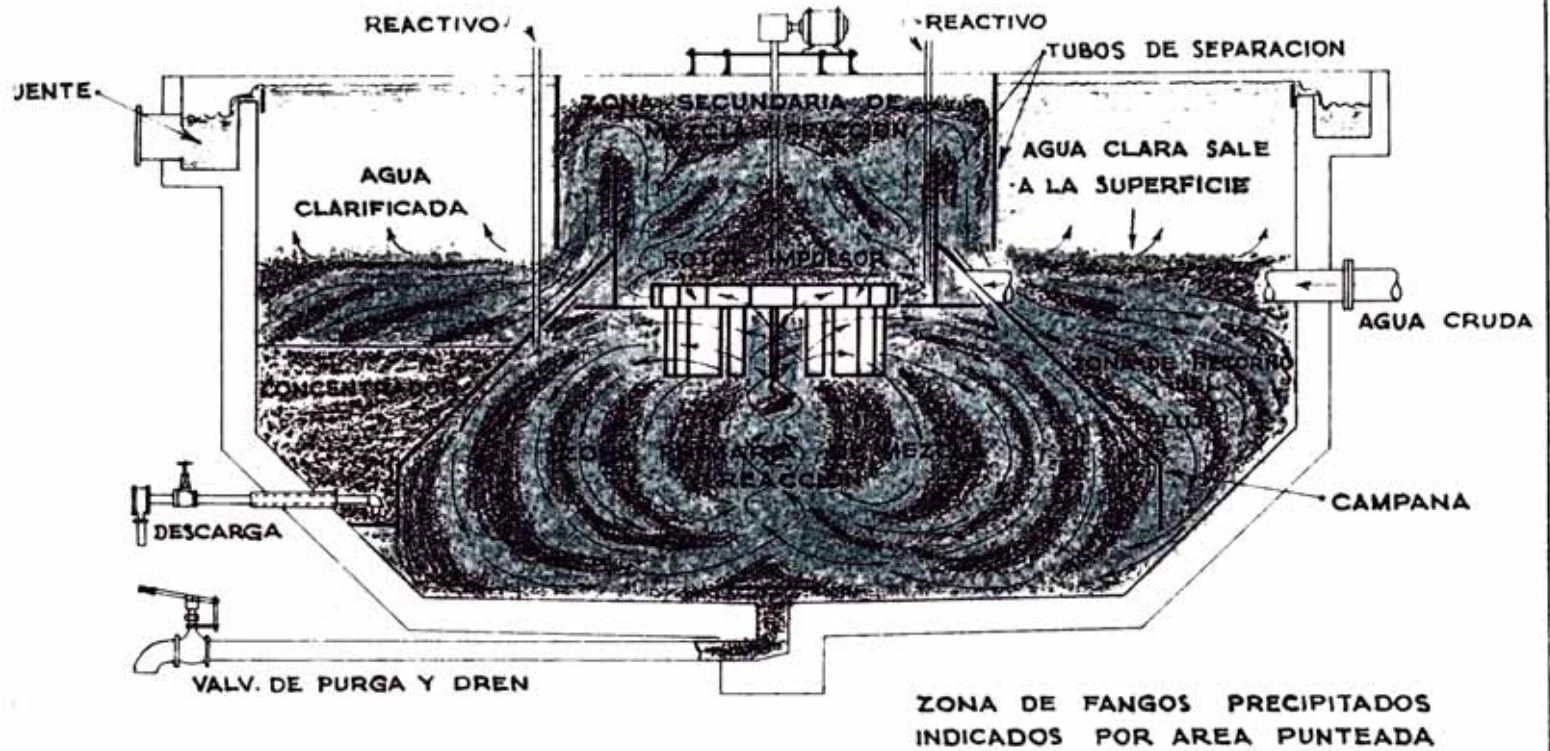
CORTE TIPICO DEL PRECIPITADOR ACCELATOR

Parte B.- La recirculación controlada del "slurry"- varios volúmenes de "slurry" con un volúmen de agua cruda-con el retorno positivo de los sólidos, que vienen de la zona de separación hacia la zona primaria de mezclado y de reacción.



CORTE TIPICO DEL PRECIPITADOR ACCELATOR

Parte C.- La separación dinámica a gasto elevado de un volumen de agua completamente tratada y clarificada, de la zona de retorno del "slurry" por el desplazamiento causado por el volumen del agua cruda entrante.



CORTE TIPICO DEL PRECIPITADOR ACCELATOR

Parte D.- Concentración continua y descarga automática del exceso de sólidos en concentradores apropiadamente diseñados y localizados.

con el agua cruda, sino introducidos en la cámara primaria de reacción. Aquí tiene lugar una etapa de mezcla con los sólidos en suspensión al mismo tiempo que el agua se difunde en los mismos, para continuar siempre la formación de partículas, pequeñas, semejantes a las que se originan en la mezcla rápida. Mientras tanto las reacciones químicas tienen lugar en las partículas viejas ya formadas, dando como resultado que la integración de la estructura de los flóculos sea casi inmediata, lo cual hace que éstos queden listos para su separación.

Es muy importante tener en cuenta que con el acelerador, no se requiere una máxima dispersión que ha sido mencionada como el resultado ideal en el proceso de mezcla rápida en los sistemas convencionales.

Desde la cámara de reacción primaria, el imponente giratorio constantemente lanza un flujo alrededor de 3 á 5 volúmenes del sedimento de recirculación y el agua de entrada, transfiriendo al exterior la misma cantidad y pasando por la zona de mezcla y reacción secundaria con el fin de establecer el equilibrio en la parte del acelerador, en donde se verifica la separación de los sólidos. Este período de la coagulación usado en otros métodos, porque su función no es la de recoger en aglomeración de flóculos las partículas dispersas.

El acelerador está provisto de una cámara en que el

movimiento turbulento de mezcla promovido en la reacción primaria, se amortigua y se dirige a fin de contribuir a una mayor libertad y facilidad de los ciclos de flujo que a menudo han causado dificultades en otros procesos. El flujo al dejar en forma radial los tabiques amortiguadores, entrega el agua para la separación de los sólidos en la parte exterior del tanque. Esta porción del acelerator comprende el área libre sobre la cual el agua clara es separada de dichos sólidos. Unicamente un volumen de agua que sale es reemplazado por un volumen de agua que entra mientras que el remanente de 2 á 4 volúmenes siguen circulando y van a la zona primaria de reacción para llevar a cabo otro ciclo.

Es característica del acelerator el que la cama de sólidos suspendidos (llamada "Slurry pool") permanezca siempre bajo el nivel al cual dichos sólidos se desprenden.

Este lecho de los sólidos, en suspensión, no es una capa estancada en suspensión, mantenida por el flujo del agua hacia arriba, sino un flujo rápido móvil que hace devolver los sólidos separados para un tratamiento adicional y para lavar las superficies en las cuales estos se sedimentan.

Un segundo principio distintivo de operación del acelerator es el flujo dirigido y la separación dinámica del

agua tratada. Esto diferencia sustancialmente el acelerador de cualquiera otro proceso; así se podrá sedimentar los sólidos, percolarlos o filtrarlos a través de una suspensión que obra como colador de lodos, pero únicamente en el acelerador el agua purificada se separa por un flujo dinámico de los sólidos en suspensión. Esta característica nos pone de manifiesto que la clarificación, hecha por el acelerador es una especie de separación dinámica distinta de la pasiva de sedimentación o percolación, tal como si se exprimiera el agua tratada de los lodos.

Conocido ya lo anterior, si una suspensión de sólidos en agua producida por cualquier otro proceso, pasara por el compartimento amortiguador del acelerador se llevaría flóculos en exceso a los filtros. En vez de esto, el efluente del acelerador es de una claridad poco común, lo que es una evidencia adicional de que la integración de flóculos es diferente a la producida por otros métodos.

El rendimiento de agua tratada que se obtiene con el acelerador no está limitado por el flujo ascendente a través del lodo en suspensión, lo cual impone un límite bien definido del máximo posible aumento de dicho rendimiento. Desde que el agua tratada se separa de la superficie de los sólidos en suspensión, el máximo aumento en el rendimiento de la unidad está solamente limitado por la velocidad de asentamiento de las partículas individua-

les bien coaguladas.

Esta velocidad de asentamiento es siempre apreciablemente mayor que la velocidad de asentamiento de una densa o espesa suspensión de esas mismas partículas. Así pues se ha aprovechado en el acelerator esa única ventaja de un principio físico bien conocido, a fin de obtener la más rápida separación de los sólidos del agua clara.

El rotor-impulsor está especialmente diseñado para producir una potente acción hidráulica en la zona primaria de mezcla y reacción.

El agua sin tratar, los productos químicos añadidos y el sedimento previamente formado se mezclan rápidamente, previniendo el asentamiento de los sólidos en el fondo del tanque. La fuerte acción de bombeo del rotor resuspende los sólidos sedimentados, después de haberse efectuado la paralización de la unidad, sin ninguna dificultad.

Debido a su único diseño, el rotor-impulsor mueve grandes cantidades de agua a una velocidad relativamente baja, evitando de esta manera la rotura del floc. La circulación del sedimento por el impulsor está bajo un control positivo y puede ser ajustado de acuerdo con los requerimientos de un tratamiento particular.

La concentración del sedimento en suspensión es mantenido a un conveniente alto valor a fin de suministrar la

mayor superficie de contacto en la zona de reacción. Con el objeto de mantener la concentración de este sedimento en la proporción correcta, una cierta cantidad de estos sólidos son sedimentados y acumulados en compartimentos concentradores, adecuadamente diseñados. De estos concentradores el denso sedimento es sacado al exterior periódicamente y en forma automática que actúa cada cierto período de tiempo. Las dimensiones de los concentradores son diseñados de acuerdo al total de los sólidos producidos por el acelerator en el tratamiento.

Esta remoción de sólidos tiene una apreciable ventaja sobre la empleada en otros métodos, que usan el lavado de tanques, eliminación del lodo sobrante y múltiples purgas.

La presión estática del agua en el tanque es generalmente usada para que se produzca la precipitación de los sólidos en el concentrador.

En resumen:

El acelerator es esencialmente un proceso que emplea la concepción fundamental de que es posible y ventajoso prevenir la formación de los precipitados coloidales inherentes a los procesos de mezcla rápida, coagulación y sedimentación. El acelerator produce los sólidos suspendidos de tal naturaleza, que el agua clara puede separarse a grandes descargas unitarias de flujo con una com-

pleta suspensión y remoción continua de los precipitados formados en el tratamiento, lo que es una confirmación de la excelencia del principio, que fué primeramente empleado en el acelerator.

Ventajas que el sistema ACCELATOR presente sobre los métodos convencionales de Tratamiento de Agua.

- 1°.- El Acelerator reemplaza en una sola unidad las múltiples etapas de mezcla, coagulación y sedimentación.
- 2°.- Elimina las costosas estructuras requeridas para los procesos antes mencionados.
- 3°.- Se obtiene una mayor eficiencia en el proceso de la clarificación del agua, comprobable en la calidad del efluente.
- 4°.- Los acelerators están diseñados para operar con rendimientos de agua clara de 2 á 3.5 galones por minuto y por pie cuadrado de superficie, mientras que otros métodos y procesos usan rendimientos tan bajos de 0.25 galones por minuto y por pie cuadrado, y hay únicamente pocas instalaciones que operan con rendimientos mayores a 1 G.P.M./ f t 2.

Los rendimientos de 2 á 3.5 G.P.M. / f t 2 son conservadores para el acelerator y dan amplias márgenes de seguridad ya que se ha experimentado y operado satisfactoriamente acelerators con rendimientos hasta de 6 GPM / f t 2.

5°.- Se dispone en el sistema de una mayor elasticidad para ajustar el funcionamiento de la planta a las exigencias de las características del agua por tratar.

6°.- Ahora un considerable espacio en relación con las estructuras, las cuales debido a las exigencias hidráulicas de un normal funcionamiento, requieren generalmente grandes dimensiones.

En efecto para citar un ejemplo, tenemos que el acelerador puede tratar un volumen de 176 l.p.s., ocupando tan solo una superficie de 156 m².

7°.- Debido a la mayor eficiencia de la unidad para la remoción de la turbidez, se tiene la posibilidad de considerar después de obtener datos experimentales en la operación, aumentar la capacidad de filtración, lo que significa una reducción del área de filtros con la consiguiente economía en la construcción.

8°.- Con el acelerador no se necesita vaciar el tanque para su limpieza ó interrumpir su funcionamiento, ya que ésta se efectúa automáticamente. Esto y el hecho de que no existen más elementos móviles y susceptibles a desgaste y desperfectos que el motor, reductor de velocidad y el rotor con su eje, hacen suficiente el considerar el empleo de una sola unidad, con la precaución de disponer como repuesto las partes antes mencionadas.

9°.- Concentrar prácticamente en un punto las operaciones de mezcla, floculación y sedimentación que normalmen-

te son difíciles de controlar a causa de la dispersión que las dimensiones de esas estructuras determinan.

Esto trae como consecuencia un control más efectivo en la operación.

10°.- Otro punto también interesante es que con estas unidades acelerator puede ablandarse el agua al mismo tiempo que tienen lugar las operaciones antedichas.

Esto último si se tiene en consideración las características de dureza del agua del río Chira, es de gran importancia.

11°.- La instalación de esta unidad indudablemente representaría un ahorro considerable en el tiempo empleado para la construcción de la planta ya que su instalación es sumamente sencilla, lo que equivaldría a una economía en la mano de obra empleada en la construcción de la misma.

Costos y comparación económica de los dos sistemas.

El acelerator normalmente está diseñado para tratar aguas de una turbidez de hasta 5000 p.p.m., por eso tratándose del río Chira en el cual se pueden observar turbideces mayores de 10000 p.p.m. (Gráfico N°) se considerará necesario de una previa sedimentación gruesa y teniendo en cuenta esta consideración, se hará la comparación, para la cual se tomarán volúmenes de tratamiento de 122 y 176 lps. q' corresponden a la 1ra. y 2da. etapas del proyecto efectuado para la ciudad de Sullana por el Ministerio de Fomento.

Se han tomado dichos volúmenes por disponer de datos presupuestales para el sistema de gravedad.

I CAPACIDAD DE LA PLANTA: 122 l.p.s. (1ra. Etapa).

a).- Sistema de Gravedad.

Cámaras de Mezcla y Floculación.---	S/. 58,044.00
Tanques de Sedimentación fina.-----	" <u>355,047.00</u>
	<u>S/. 413,091.00</u>
Gastos Generales y Administración.-	" 62,000.00
Seguros y Leyes Sociales.-----	" <u>33,300.00</u>
TOTAL:	<u>S/. 508,391.00</u>

b).- Sistema Mecánico.

1 Accelerator	\$ 21,680.-
1 Motor de 5 HP con reductor de velocidad y rotor para repuesto.-----	" <u>1,963.-</u>
	\$ 23,643.-
15% Para gastos de seguros y fletes.-----	" <u>3,550.-</u>
TOTAL:	<u>\$ 27,193.-</u>

Considerando al cambio de S/.15.00 por dólar se tiene la cantidad de.- S/. 408,000.00

Consideraremos el tanque exterior de concreto y que tiene un volumen de 37 m ³ . á S/.700 por m ³ .-----	" 25,900.00
1 Grupo electrógeno.-----	" <u>15,000.00</u>

TOTAL: S/. 448,900.00

II CAPACIDAD DE LA PLANTA: 176 l.p.s. (2da. Etapa)

a).- Sistema de Gravedad.

Costo 1ra. Etapa	S/. 508,391.00
Dos unidades para Sedimentación fina.-----	" 237,000.00
Gastos Generales y Administración.-	" 36,000.00
Leyes Sociales y Seguros.-----	" 20,000.00
TOTAL:	<u>S/. 801,391.00</u>

b).- Sistema Mecánico.

1 Accelerator.-----	\$ 26,610.-
1 Motor y accesorios para repuesto.-----	" 2,281.-
	\$ 28,891.-
15% de gastos para fletes y Seguros, etc.-----	" 4,330.-
TOTAL:	<u>\$ 33,221.-</u>

Considerando al cambio de S/.15.00 por dólar se tiene la cantidad de.-	S/. 488,000.00
1 Tanque exterior de concreto con un column de 47 m ³ . a razón de S/. 700 por m ³ .-----	" 32,900.00
1 Grupo electrógeno.-----	" 15,000.00
TOTAL:	<u>S/. 535,900.00</u>

Para la primera etapa se tiene una economía de S/. 59,491.00 y para la segunda etapa de S/. 365,491.00.

Esto representa que para la segunda etapa si se em-

pleara el procedimiento mecánico se obtendría una economía del 45% del valor considerado para el sistema de gravedad.

Por todas las consideraciones expuestas, tanto del orden técnico, control, facilidad de operación, como las del orden económico, recomendaríamos la instalación del sistema mecánico de operación acelerador para la futura planta de tratamiento.

d.- Otros aparatos a usarse.

Medidor Venturi.

A la salida de la casa de bombas de la planta, se colocará un medidor Venturi de \varnothing 16", tipo M.Š. Infilco, construido de fierro fundido y con conexiones piezométricas de bronce, con conexiones de bridas, teniendo una longitud de 7'6" aproximadamente y una pérdida de carga de 13" al máximo gasto (206 l.p.s.).

Este medidor está capacitado para trabajar hasta con presiones de 125 lbs./in²., construido con las especificaciones standard de la A.W.W.A.

De acuerdo a las especificaciones de los fabricantes delante del medidor Venturi se insertará una longitud de tubería en línea recta de por lo menos 6 veces el diámetro del medidor (16").

Registrador del Gasto.

En la casa de bombas se colocará un registrador del gasto "Chronoflo" el cual indicará el gasto unitario, registro de cartillas diarias del mismo y totalizador.

e.- Clorinación. (Planos N°s 4 y 5)

En la primera etapa del proyecto, la aplicación del cloro va a ser el único tratamiento al cual va estar sometida el agua antes de ser entregada a los consumidores.

Como se ha especificado anteriormente, la aplicación del cloro puede no tener su eficiencia máxima, debido a la existencia de un previo tratamiento del agua, sin embargo, su aplicación será imprescindible dadas las condiciones sanitarias del agua tomada como fuente de abastecimiento.

Para el estudio de la clorinación, consideraremos los siguientes puntos, cuyo desarrollo pasaremos a continuación a exponer:

- 1°.- Acción del cloro en el agua,
- 2°.- Forma de aplicación,
- 3°.- Procesos de la clorinación,
- 4°.- Punto de aplicación escogido,
- 5°.- Dosificación y capacidad del Equipo,
- 6°.- Equipo de dosificación,
- 7°.- Controles y Records, y
- 8°.- Caseta de clorinación.

1°.- Acción del Cloro en el agua. La forma exacta de como

actúan los compuestos del cloro y las cloraminas en su acción destructiva de los microorganismos patógenos no se conoce aún definitivamente. Hay tres teorías sobre este particular. Una de ellas sostiene que el oxígeno nascente es liberado y destruye los organismos a través de la oxidación del protoplasma. Esta teoría es considerada actualmente como inadecuada, en parte debido a las propiedades germicidas de las cloraminas.

Una segunda teoría sostiene que los organismos en el agua son destruidos no solamente por el oxígeno nascente liberado, sino también por la acción directa del cloro en el protoplasma de los mismos.

La tercera teoría que es la más aceptada, sostiene que el cloro se combina con proteínas de la estructura celular orgánica de las bacterias, formando un compuesto de cloro tóxico, el cual produce la muerte de éstas por la destrucción de la envoltura celular.

El hecho es que parte del cloro que se inyecta se consume en combinarse con otras sustancias que contiene el agua y otra parte se evapora, debiendo quedar siempre un remanente de cloro que es el que realiza la acción bactericida; este remanente se conoce con el nombre de cloro residual; puede presentarse en la forma de cloro libre o combinado, constituyendo este último las cloraminas, ó sea la combinación del cloro con el amonio.

2°.- Forma de Aplicación.- El cloro se puede aplicar al agua, ya sea como gas puro o en unión con el amoniaco para formar las cloraminas y también, en la forma de hipocloritos. En su aplicación como gas, la inyección se puede efectuar ya sea en forma directa, o en solución del gas en un cierto volumen de agua. Esta última forma reporta sobre la aplicación directa, las siguientes ventajas:

- a).- Mejor dispersión y se obtiene una difusión más rápida en el punto de aplicación.
- b).- Evita la concentración del gas en tuberías u otros accesorios, eliminando de esta manera una acción corrosiva localizada.

En cuanto a la forma de cloraminas, nos ocuparemos bajo los Procesos de la Clorinación.

Para el empleo del cloro en forma de gas, se le suministra en cilindros de acero que lo contienen a elevadas presiones, motivo por el cual se encuentra en estado líquido, pero al momento de su aplicación recupera las condiciones normales y vuelve al estado gaseoso. Es debido al hecho de que al encontrarse en estado líquido dentro de los cilindros se le llame comunmente "cloro líquido".

En la forma de hipocloritos, son los de calcio y sodio los comunmente utilizados. Estos productos se encuentran en el comercio con un porcentaje aproximadamente de 30% de cloro aprovechable; sin embargo se dispone tam-

bién de otro tipo de hipocloritos, llamados de "alto grado" tales como el HTH y el Perchloron, los que pueden suministrar hasta un 80% de cloro aprovechable y tienen además un poder de estabilidad mucho mayor que los primeros.

El cloro usado en la forma de gas tiene apreciables ventajas sobre los hipocloritos, por las razones que pasamos a enumerar enseguida:

a).- Factor económico.- Daño que en nuestro país se produce el gas cloro puro, su aplicación resulta en tan solo un 30% del valor que se tendría con el uso de los hipocloritos. Ahora, bien, este porcentaje tiene mucho mayor significación cuando se trata de ciudades de importancia, en las que los volúmenes por desinfectarse son de consideración y también en las plantas de tratamiento de desagües domésticos ó industriales, para lo que se requiere de una elevada dosificación.

b).- Con el cloro gaseoso se evita la necesidad de preparar las soluciones que es necesario hacer con los hipocloritos, los cuales forman un precipitado, por lo que se hace indispensable hacer una previa decantación antes de poder ser aplicados.

- c).- El cloro, como dijimos, se produce en el país, mientras que los hipocloritos es necesario importarlos con las dificultades del caso.
- d).- El cloro gaseoso es completamente estable, mientras que los hipocloritos del tipo comercial van perdiendo su concentración con el tiempo. Sin embargo, en algunos casos es más conveniente usar los hipocloritos, sobre todo en aquellos pequeños abastos donde debido a las cantidades mínimas de cloro que es necesario aplicar, se presentan mucho estos compuestos, dada la elasticidad con que se puede preparar la concentración de las soluciones.

Como conclusión en términos generales, se puede afirmar que el cloro gaseoso ha desplazado a los hipocloritos, que se usaron primitivamente en los abastecimientos públicos de agua potable.

3°.- Procesos de la Clorinación.- En la clorinación se disponen de varios procesos con el fin de obtener resultados propios, eliminación bacterial ú otros, en cualquier tipo de agua. Estos procesos se nominan: clorinación marginal, clorinación de punto de ruptura (Break-point Chlorination), super y declorinación, y cloraminción (cloro y amoniaco). La elección de cualquiera de uno ó varios de

los métodos anotados dependerá de las condiciones locales y de los resultados que se deseen obtener.

Desde hace mucho tiempo se ha considerado una práctica standard el añadir pequeñas cantidades de cloro al agua, obteniéndose residuales de pequeña magnitud. Las aplicaciones del cloro con elevados dosajes han tomado los términos de Break-point clorinación y superclorinación, de manera que el término clorinación marginal, ha sido usado para indicar la adición de pequeñas cantidades de cloro manteniéndose residuales de 0.1 á 0.5 p.p.m. y es extensamente usada en abastecimientos de agua moderadamente contaminados, donde no se encuentran en exceso el contenido de bacterias y materia orgánica. Este sistema tuvo mucho éxito en el pasado en la reducción de la fiebre tifoidea.

Recientes investigaciones han indicado que en la mayoría de los abastecimientos de agua fuertemente contaminados, no se debe usar la clorinación marginal, debiéndose aplicar dosajes mucho más elevados con residuales también más altos, y que son esenciales por la seguridad que se desea, en conexión con el tratamiento de esas aguas contaminadas.

La clorinación standard, considera la aplicación del cloro hasta obtener un residual de una magnitud suficiente capaz de eliminar las bacterias patógenas. Se usa en aguas superficiales y de pozos, ambas con ó sin otra

forma usada de purificación, como coagulación, filtración, sedimentación, etc.

Clorinación de punto de ruptura. (Break-point chlorination)

Este proceso consiste en la adición del cloro al agua bajo condiciones controladas hasta que la "demanda de cloro", sea completamente satisfecha. Cuando se alcanza este punto, se siguen efectuando adiciones de cloro, obteniéndose elevaciones en el residual casi en proporción a las cantidades aplicadas.

El punto justo antes de esta segunda elevación del residual es conocido como punto de ruptura. Más adelante de este punto se obtienen los mejores resultados bacteriológicos y los olores y sabores son reducidos a un mínimo.

Con aguas libres de amonio se producirá casi siempre una depresión en la curva de residuales en el punto de ruptura. En la práctica, la relación necesaria de cloro-amoniaco para alcanzar el punto de ruptura, es aproximadamente 10:1.

La operación de este proceso en la práctica es más precisa que con la del control de la clorinación simple o marginal. Esta última es controlada mediante las frecuentes pruebas de cloro residual, aumentados con los análisis bacteriológicos. Estos mismos puntos gobiernan a la clorinación del punto de ruptura, pero se considera un es-

pecial énfasis en la velocidad con que se produce el característico color amarillo en la prueba de la ortotolidina.

Cuando bajo la adición de la ortotolidina, se desarrolla instantáneamente el color amarillo y rápidamente se alcanza el máximo color, es prueba de que se ha añadido suficiente cloro para alcanzar ó aún pasar el "punto de ruptura". Esta prueba es conocida como Laux "flash test" y es aplicable cuando el agua se encuentra libre de manganeso. Se debe de prever un tiempo de contacto adecuado del agua con el cloro antes de efectuar esta prueba.

Superclorinación y Declorinación.

Superclorinación consiste en la aplicación de relativamente altos dosajes de cloro en exceso del requerido para producir el residual inicial y sin tener en consideración del residual producido. Cuando se usa este tipo de clorinación, el residual obtenido es generalmente de tal magnitud que se requerirá su reducción por alguna forma de declorinación.

La declorinación consiste en la adición de alguna sustancia química que reaccionará con el cloro y por consiguiente lo neutralizará. Estas sustancias pueden ser anhídrido sulfuroso, sulfito de sodio, bisulfito de sodio, tiosulfato de sodio, amonio y carbón activado.

Cloraminación.

La aplicación del cloro con el amoníaco ha empezado a extenderse en los últimos años y ofrece ciertas ventajas sobre determinada calidad de aguas, comparado con el uso del cloro solo. El cloro y el amonio que son añadidos al agua, se combinan formando monocloraminas y dicloraminas, que son los compuestos más importantes. Monocloramina (NH_2Cl), se forma a un pH de 8.4 ó superior, mientras que las dicloraminas (NHCl_2) se forma a un pH de 4.5. Desde que el pH de la mayoría de las aguas de abastecimientos públicos permanece dentro de los límites citados, las cloraminas presentes en un tratamiento ordinario, pueden ser consideradas como una mezcla de los dos tipos de cloraminas mencionadas. Este proceso se usa con dos propósitos:

- 1°.- Para desinfectar el agua eliminando las bacterias, al mismo tiempo que previene los olores y sabores que son producidos en algunas aguas cuando solamente se inyecta el cloro.
- 2°.- Para mantener un residual de cloro más elevado que el que se podría tener con el uso del cloro solo, sin que se produzcan sabores de este elemento. Esta propiedad tiene singular importancia en aquel tipo de aguas donde se encuentran impurezas de fenoles.

Ambos, el cloro y el amoníaco deben añadirse antes de un punto donde exista una agitación violenta, con el fin de asegurar una mezcla inmediata y completa. En la práctica, el orden de aplicación se determina de acuerdo a los resultados deseados por obtenerse. Cuando se quiere obtener una eliminación rápida de las bacterias, se debe añadir primero el cloro y después de unos 20 minutos aproximadamente, el amoniaco. La eliminación bacterial con cloro es varias veces más rápida que con las cloraminas. Por otro lado, cuando se producen olores o sabores o se intensifican con el uso del cloro, el amonio debe añadirse primero.

Teóricamente, es decir, bajo condiciones ideales, la relación de cloro a amoniaco, para formar monocloraminas en el agua es de 4:1 a un pH 8.4 y la relación para formar dicloraminas es de 8:1 a un pH 4.5. La relación promedio que se emplea en la operación de las plantas es de 3:1, puntualizándose que los mejores resultados obtenidos se producen cuando se mantiene un exceso de amonio en el agua.

El éxito con el proceso de las cloraminas sólo puede ser obtenido variando la relación de aplicación del cloro al amonio de acuerdo a

las condiciones específicas de cada planta y a los resultados obtenidos. Si el tratamiento se usa para prevenir un sabor de clorofenol, se necesita aplicar mucho más amonio que cuando se desea prevenir crecimientos en el sistema de distribución, ó corregir un simple sabor a cloro.

4°.- Punto de Aplicación escogido.- No existe una regla fija con relación a los puntos a los cuales el cloro debe ser añadido al agua. En una planta de purificación todo el cloro debe ser añadido conforme el agua entra a la planta, esto puede ser antes de cualquier otro proceso ó etapa de purificación, ó siguiendo a anteriores etapas ó procesos de purificación y por último el cloro puede ser añadido en dichas etapas o entre ellas.

Bajo ciertas condiciones, sin tener en cuenta todo un previo tratamiento, puede ser aconsejable efectuar una clorinación en uno ó más puntos, en el sistema de distribución. Esta práctica, teniendo en cuenta el punto ó los puntos de aplicación, considera los siguientes términos:

preclorinación - clorinación partida ó dividida (split-chlorination) - clorinación posterior (post-chlorination) - clorinación múltiple (relay-chlorination) - clorinación en reservorios.

Las condiciones locales, tales como las características físicas y bacteriológicas del agua, el planeamiento y condiciones del sistema, extensión, temperatura del agua, determinarán donde es que debe ser añadido el cloro. Los diversos puntos de aplicación antes mencionados, se seleccionarán de acuerdo a los resultados deseados por obtenerse.

Preclorinación.

Como su nombre lo indica, representa la adición del cloro al principio del proceso de purificación y particularmente antes de la filtración. También recibe este nombre si la adición se efectuara antes de un tanque de sedimentación en ausencia de filtración. La preclorinación tiene un número de ventajas, incluyendo la reducción de bacterias en las varias unidades de tratamiento, control de algas, estabilización del lodo o fango, mejoramiento en la coagulación y reducción del color.

Clorinación dividida.

Consiste en la aplicación del cloro en diversos puntos en el proceso del tratamiento. Es particularmente aplicable a grandes plantas, donde hay muchos tanques de asentamiento. Con este procedimiento, se hace posible mantener un cloro residual en las proporciones deseadas sin la necesidad de producir residuales excesivamente elevados en puntos localizados.

Clorinación posterior.

Consiste en la adición del cloro al agua después de la filtración. La clorinación en este punto se adapta muy bien particularmente para el caso de preservar la calidad del agua dentro del sistema de distribución. Originalmente esta forma de tratamiento fué usada para proteger al consumidor de los organismos patógenos que podrían escapar del más importantes proceso de purificación. Ahora sin embargo con las mejoras introducidas en los métodos de tratamiento, incluyendo la general adopción de la preclorinación y la tendencia a mantener residuales a través de todos los tanques y filtros en todo el tratamiento, hacen que la clorinación posterior, con ó sin amoníaco, sea usada con el fin de llevar un residual dentro del sistema de distribución. El hecho de mantener un cloro residual en el sistema de distribución tiene muchas ventajas. Por ejemplo, a no ser que el agua que entra al sistema de distribución sea completamente esteril, hay un hecho que a menudo prevalece y es al crecimiento de ciertos organismos en las superficies interiores de las tuberías. Si estos crecimientos no está sometidos a ningún control, ellos pueden ser antieconómicos en diferentes maneras como crecimientos y contaminaciones posteriores, desarrollo de olores y sabores y producción de aguas "roja" y "negra".

Clorinación múltiple.

Esto se refiere a la aplicación del cloro en diversos puntos del sistema de distribución, con excepción de los reservorios. Las aplicaciones son ordinariamente hechas en los puntos donde el residual ha desaparecido; su uso es adoptable para grandes sistemas de distribución, donde se desea mantener un cloro residual en los puntos más alejados. Con este tipo de clorinación se controlarían todas las dificultades indicadas bajo "clorinación posterior".

Clorinación en reservorios.

Esto se refiere a la adición del cloro, o cloro y amoníaco, a la entrada o salida de los reservorios del sistema de distribución. Aunque el agua que va a un reservorio puede estar completamente libre de bacterias y toda clase de algas, no hay seguridad de que el agua permanezca así durante su almacenamiento, aunque este sea tan sólo de unas cuantas horas. Durante ese tiempo, semillas de todo tipo de algas pueden ser elevadas con el aire y organismos coliformes pueden entrar con el polvo de las calles, un desagüe impropio ó polución de las aves recién nacidas.

De acuerdo con algunas autoridades, las bacterias pueden desarrollarse (a no ser que se hallen impedidas por la presencia del cloro residual) en tanques de almacenamiento cerrados, al punto que el agua en las tuberías

de los alrededores sería afectada.

La clorinación a la entrada y salida excluye tales posibilidades y ayuda grandemente en la mantención de una buena calidad del agua desde su producción hasta el consumo.

En nuestro sistema actual el punto seleccionado para la aplicación del cloro, es en los tanques de almacenamiento de agua de la planta. Esto naturalmente estaría sujeto a un estudio posterior de acuerdo al sistema o procesos de tratamiento que se adoptaran al diseño y construcción completa de la planta de tratamiento.

Como son dos tanques de almacenamiento se dispondrá de un distribuidor que llevará la solución clorada a cada tanque.

En esta forma se dispondrá de un tiempo de contacto en los tanques y se producirá una buena mezcla al ser bombeada el agua. Además el agua ya clorinada recorrerá todo el tramo de la tubería de conducción, dando un período de contacto capáz y suficiente para que el cloro ejerza su acción desinfectante.

5°.- Dosificación y capacidad del Equipo.- Una cierta porción del cloro que se aplica al agua es consumido por las impurezas presentes, cuyo valor total depende del monto de dichas impurezas y el tiempo de contacto como el inter-

valo entre el tiempo de aplicación y el que se realice la prueba.

El total de cloro libre remante en el agua, después de un cierto intervalo de tiempo es conocido como cloro residual y la diferencia entre el total de cloro aplicado y el total del cloro residual, es conocido como la "demanda de cloro". Esta demanda o consumo de cloro varía con la temperatura, total de cloro aplicado, tiempo de contacto, impurezas del agua, tales como ácido sulfídrico, materia orgánica, etc.

La dosificación correcta que se debe emplear será aquella que esté determinada por las continuas pruebas de laboratorio que debe ser realizadas a fin de hallar la "demanda de cloro". Es sabido que la calidad del agua puede variar muy fácilmente en un período de tiempo relativamente corto, de ahí que se haga indispensable efectuar pruebas continuas de la calidad del agua, a fin de aplicar el tratamiento correcto.

De no disponerse de todos los implementos y facilidades se puede desde luego fijar de acuerdo a la experiencia, una dosificación que la práctica recomiende, manteniendo en todo momento un "cloro residual" conveniente, después de un período determinado mínimo de aplicación.

En nuestro caso concreto, en que vamos a aplicar cloro en agua de río sin ningún otro tratamiento, y que

contiene un alto grado de turbidez, vamos a emplear una dosificación mínima de 1.5 p.p.m., sin embargo en la práctica actual se aconseja emplear para aguas de ríos altamente contaminados, dosajes entre 2.5 y 3.0 p.p.m., de manera que la capacidad del equipo de dosificación lo haremos teniendo en cuenta también mayores dosificaciones que la fijada como mínimas.

Por otra parte siempre se tratará de mantener un cloro residual mínimo de 0.1 - 0.2 p.p.m., después de un período de aplicación de 15 á 20 minutos.

Veamos la capacidad del equipo que será necesario seleccionar de manera que sea capaz de llenar las necesidades actuales y futuras de acuerdo a las condiciones del sistema proyectado.

Consideraremos que cuando el sistema entre en funcionamiento se tendrá una población de 30,000 habitantes.

Consumo máximo: $30000 \times 286 = 8580000$ lts./día.

Al considerar la dosificación máxima de 3.0 p.p.m., tenemos un consumo de cloro de:

$8.58 \text{ kgs.} \times 3 = 25.74 \text{ kgs./}24 \text{ hrs.}$ ó sea
 $57 \text{ lbs./}24 \text{ hrs.}$

A la dosificación mínima, de 1.5 p.p.m., tendríamos un consumo de 28.5 lbs. de cloro/ 24 hrs.

Para el período final, en que tenemos 52,000 habitantes, se tiene un consumo máximo de:

$$52000 \times 286 = 14872000 \text{ lts./día.}$$

Para este período se considerará naturalmente que todas las instalaciones y planta de tratamiento, están completamente terminadas y por consiguiente no será necesario para este período considerar una dosificación mayor de 1.0 p.p.m., por consiguiente se tendría un consumo de cloro de:

$$14.9 \text{ kgs./24 hrs. } \text{ ó } 32.8 \text{ lbs./24 hrs.}$$

ó sea que el máximo de la capacidad del aparato estará determinado por el consumo de: 57 lbs./24 hrs.

Para el mínimo de aplicación, consideraremos que con una población de 30,000 habitantes se cuenta ya con la planta completa de tratamiento y que sólo sea necesario aplicar 0.75 p.p.m., ó sea que se tendría un consumo de cloro de: $\frac{30000 \times 286 \times 0.75 \times 2.2}{1000000} = 14.1 \text{ lbs./24 hrs.}$

ó sea que el mínimo estará fijado por esta cantidad.

Pero la aplicación del cloro la vamos hacer durante el período de bombeo a la población y que es de 20 horas, por consiguiente, el medidor y dosificador del aparato, deberá ser mayor y en la siguiente proporción:

$$\text{Máximo: } \frac{57 \times 24}{20} = 68.3 \text{ lbs./24 hrs.}$$

$$\text{Mínimo } \frac{14.1 \times 24}{20} = 17 \text{ lbs./24 hrs.}$$

De acuerdo a las características de fabricación de

los equipos se escogerá la unidad con un medidor de máxima capacidad de 75 lbs. de cloro por 24 horas y como tiene un radio de aplicación de 1:5 se podrá aplicar desde un mínimo de $75:5 = 15 \text{ lbs.}/24 \text{ hrs.}$ Este medidor como se puede apreciar nos permite un mayor juego en la aplicación en ambos sentidos.

6°.- Equipo de Dosificación. (Gráfico N° 7).- Para la aplicación del cloro, se ha escogido un clorinador "Wallace & Tiernan", modelo MSV. Esta unidad operará en forma semi-automática, es decir, que se pondrá en funcionamiento o parará cuando lo hagan las bombas, para lo cual se dispondrá de un dispositivo especial de operación.

Ya se ha especificado que la máxima capacidad del aparato será de 75 lbs. de cloro en 24 horas, y se podrá aplicar desde un mínimo de $75:5 = 15 \text{ lbs.}/24 \text{ hrs.}$, ya que el rango de aplicación es de 5:1.

Operación de la unidad.- La función del clorinador de vacío visible consiste en controlar el flujo de cloro deseado, desde el cilindro de abastecimiento, y mezclarlo con un flujo menor de agua. Este flujo menor lleva el cloro hacia el punto de aplicación donde se mezcla con el agua que va a ser tratada.

Después que la unidad se ha puesto en operación, proporcionará el cloro a un flujo constante con las va-

riaciones normales debido a la presión en el cilindro de cloro, el abastecimiento del agua de operación del clorinador y la presión contra la cual la solución de cloro es descargada. Para el ajuste de la cantidad de cloro por aplicarse, se efectuará manualmente mediante una manivela situada en la parte frontal del aparato.

El cloro sale del aparato por el vacío producido por la operación de un inyector principal. Este inyector se escoge de una dimensión suficientemente grande capaz de poder sacar la máxima cantidad de gas prevista de antemano bajo las condiciones hidráulicas más desfavorables que pudieran existir.

Al menor flujo del gas y durante los períodos de operación cuando las condiciones hidráulicas son desfavorables, el exceso de la capacidad del inyector se satisface por la adición del agua de reemplazo hacia el gas que es succionado en el inyector. Esta agua de reemplazo se suministra desde una caja de nivel constante, en la cual dicho nivel es mantenido mediante una válvula-flotador.

El gas cloro, entra desde el cilindro de abastecimiento hacia el clorinador por medio de la conexión de entrada y pasa a través de la válvula reductora de presión del cloro. Esta válvula compensa las variaciones de la

- GAS CLORO
- SOLUCION DE CLORO
- ABASTECIMIENTO PRINCIPAL DE AGUA DEL INYECTOR
- ABASTECIMIENTO AUXILIAR DE AGUA

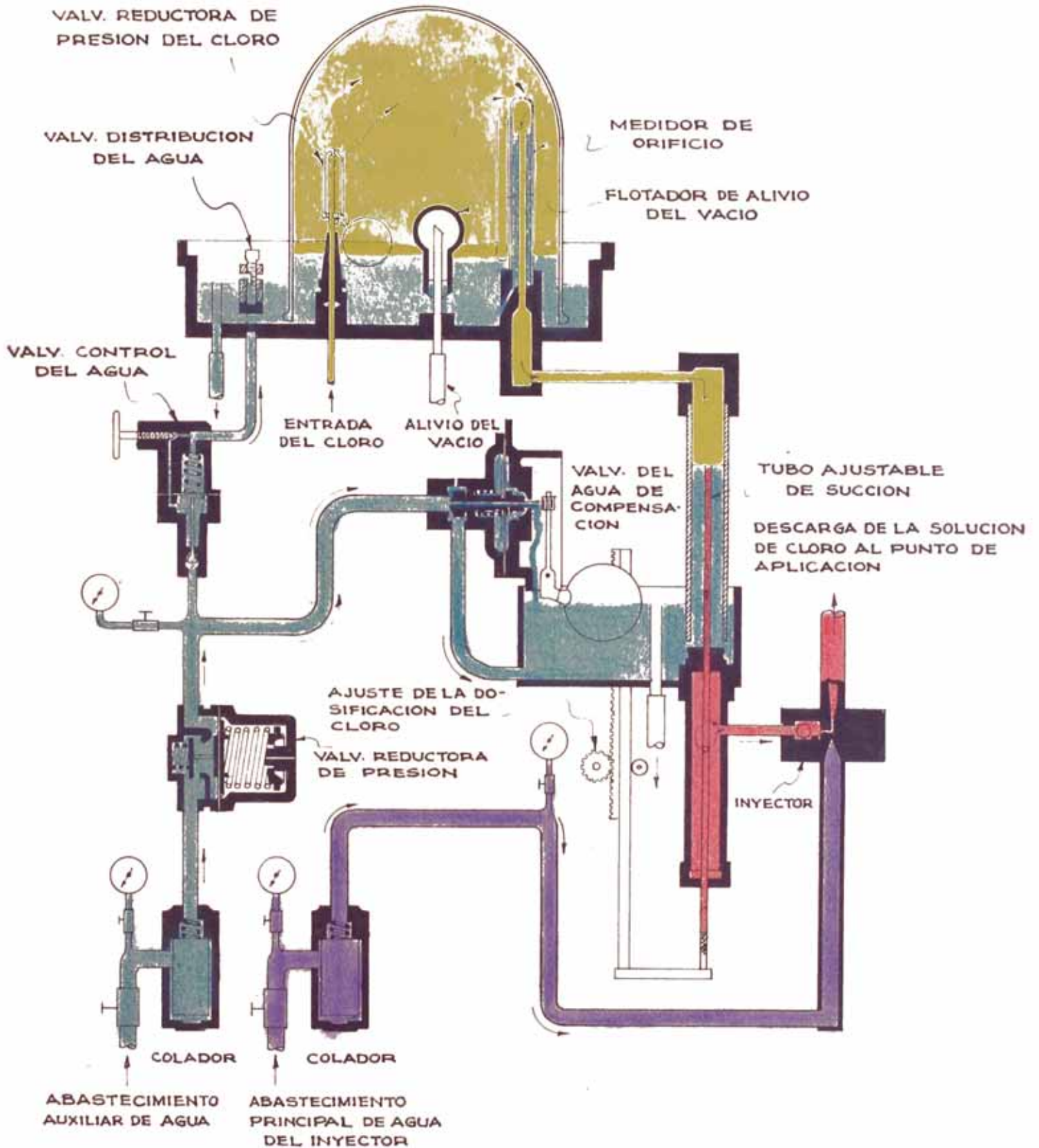


DIAGRAMA DEL FLUJO DE UN CLORINADOR
TIPO MSVM DE VACIO VISIBLE

presión en la entrada y mantiene un vacío constante en la campana de vidrio. De esta campana el gas sale através del orificio del medidor hacia la cámara donde existe el mayor vacío y donde se mezclan el cloro con el agua de reemplazo. Este vacío mayor es ajustable de manera que el diferencial transversal al orificio del medidor puede ser variado.

El agua es suministrada a la vasija por medio de la válvula de control de esta vasija y puede ser introducida directamente en la parte principal o por medio de un bypass según lo requieran las diversas condiciones de temperatura.

En la campana de vidrio se instala un flotador de desfogue que sirve para una doble función; admitir aire y desfogar un exceso de presión del gas. Esto previene que el agua entre en la línea de abastecimiento de cloro, previene también la rotura de la tapa de la campana de vidrio debido a la presión del cloro y permite al aparato purgarse del gas cuando se para la unidad.

Como se puede apreciar la operación del equipo es enteramente hidráulica, para lo cual se dispondrá de una línea de abastecimiento de agua que se conectará a la tubería de descarga general de las bombas, y que será la que operará el clorinador. Si por alguna razón fallase el abastecimiento de agua, el suministro del cloro se corta

automáticamente por medio del flotador que opera la válvula reductora de presión del cloro, evitándose en esta forma escapes del gas.

7°.- Controles y Records.- En forma continua y periódica será necesario llevar un control del cloro residual existente en el agua. Para esta operación existen varios procedimientos. Hay dos de ellos que son bastantes conocidos: el método clorimétrico utilizando la ortotolidina y el de titulación del yodo y almidón con tiosulfato de sodio. El primero de estos métodos es generalmente el más empleado, por ser un procedimiento bastante aproximado y su determinación se hace de una manera fácil y rápidamente.

Será muy recomendable llevar un registro completo de los análisis que deben realizarse periódicamente, tanto de las muestras del agua tratada como la de sin tratamiento. Así mismo los records de cloro residuales obtenidos con especificación de las condiciones bajo las cuales se obtuvieron dichos resultados. Esta recopilación de datos estadísticos acumulados, proporcionan en un futuro la fuente de apreciación de las variaciones del agua y sus propiedades inherentes.

8°.- Caseta de clorinación (Plano N° 5).- En la parte superior de los tanques de agua limpia, se ubicará la caseta de clorinación. Se construirá de acuerdo a las dimensiones y características que se pueden apreciar en el Plano N° 5.

Se ha previsto de una adecuada ventilación ya que en caso de producirse algunos espacios del gas cloro, pueda ser desalojado y a un nivel bajo dada su mayor densidad con respecto al aire.

Se construirá adyacente a la caseta de clorinación un compartimento para el almacenaje de los cilindros de cloro.

Se dispondrá también que el cilindro que está conectado al equipo se encuentre sobre una balanza a fin de tener un control del consumo por peso.

En la caseta de clorinación se dispondrá que en un pequeño armario con puerta a la exterior se tenga una máscara especial para contrarrestar los gases de cloro. Así mismo debe disponerse de un adecuado juego de repuestos y herramientas.

Se instalará también una conexión de desagüe para el desfogue de la unidad de clorinación y también para desfogue de una línea que se dispondrá para el control de la presión de aplicación del agua al equipo.

CAPITULO VI

RED DE DISTRIBUCION

a.- Descripción general de la red, cálculo hidráulico, materiales a usarse, etc. (Planos N°s. 1 y 8)

El sistema de distribución tiene por objeto la repartición del agua en toda el área de la población que se considera, tanto para las necesidades actuales como las requeridas para el futuro que estimamos en el proyecto.

Características del Sistema Propietados.

Se ha proyectado un sistema de distribución, en el cual el agua es bombeada desde la toma a los tanques de almacenamiento, y que corresponde al lugar futuro de la planta de tratamiento. En este lugar existe otra estación de bombeo que suministra el agua directamente a la red, existiendo en el extremo opuesto a ésta un reservorio que tiene por finalidad abastecer el consumo en las horas de máxima demanda y también juega papel importante en la regulación de las presiones de la red.

En los sistemas por gravedad se trata de localizar el tanque elevado en la parte central de la población con miras a reducir las pérdidas por fricción en las tuberías de distribución por ser menor el camino recorrido por el agua. Con el sistema "combinado" proyectado se llena también esta finalidad y más aún se obtiene una considerable reducción en el diámetro de las tuberías y en la altura del reservorio en comparación con un sistema de distribu-

ción por gravedad.

La red de distribución es un circuito cerrado donde las tuberías matrices forman 6 circuitos que denominaremos: I, II, III, IV, V y VI (Plano N° 6).

Las ventajas que se obtienen con este tipo de red se pueden puntualizar como sigue:

- 1°.- Reducción de las pérdidas de carga por ser alimentados los conductos por sus dos extremidades.
- 2°.- Eliminación de puntos muertos en la red y por consiguiente posibles contaminaciones por falta de circulación del agua.

Cálculo de la red.

Para el cálculo de la red de tuberías en circuito cerrado se ha aplicado el método del profesor Hardy Cross, llamado también "método de las aproximaciones sucesivas".

Este método consiste en:

- 1°.- Asumir ó darse ciertos datos para efectuar un primer tanteo.
- 2°.- Averiguar si concuerdan y determinar el error.
- 3°.- Si no hay concordancia, determinar el valor de la corrección para que el error vaya siendo cada vez más pequeño y tienda a cero.

El desarrollo se efectúa satisfaciendo una serie de

condiciones del movimiento del agua en las tuberías, como:

a).- Ecuación de continuidad. $Q = A.V.$

b).- Sección transversal de las tuberías. $A = \pi d^2/4$

c).- Ecuación de la pérdida de carga en tuberías.

Para facilitar los cálculos se usa generalmente una ecuación exponencial monomía, siendo una de las fórmulas más empleadas la de Hazen y Williams:

$$V = c \left(\frac{d}{L} \right)^{0.63} S^{0.54}$$

donde, c = coeficiente que depende de la rugosidad de la tubería.

d = diámetro

$S = \frac{h}{L}$ = gradiente hidráulica.

La fórmula del gasto, sería:

$$Q = A.V = B.c d^{2.63} S^{0.54}$$

Para un mismo tubo, es decir, si d , L y c permanecen constantes:

$$Q = K h^{0.54} \text{ ó lo que es lo mismo:}$$

$$h = K Q^{1.85} \dots \dots \dots (1)$$

Dividiendo (1) entre Q , se tiene:

$$\frac{h}{Q} = K Q^{0.85} \dots \dots \dots (2)$$

La fórmula (1) nos indica que las pérdidas de carga en cualquier tubo simple de una red de distribución,

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE TUBERIAS

FORMULA DE WILLIAMS & HANZEN FE. FUNDIDO

$$Q = 0.003684 D^{2.63} S^{0.54} \text{ (M.L.D.)}$$

C = 100

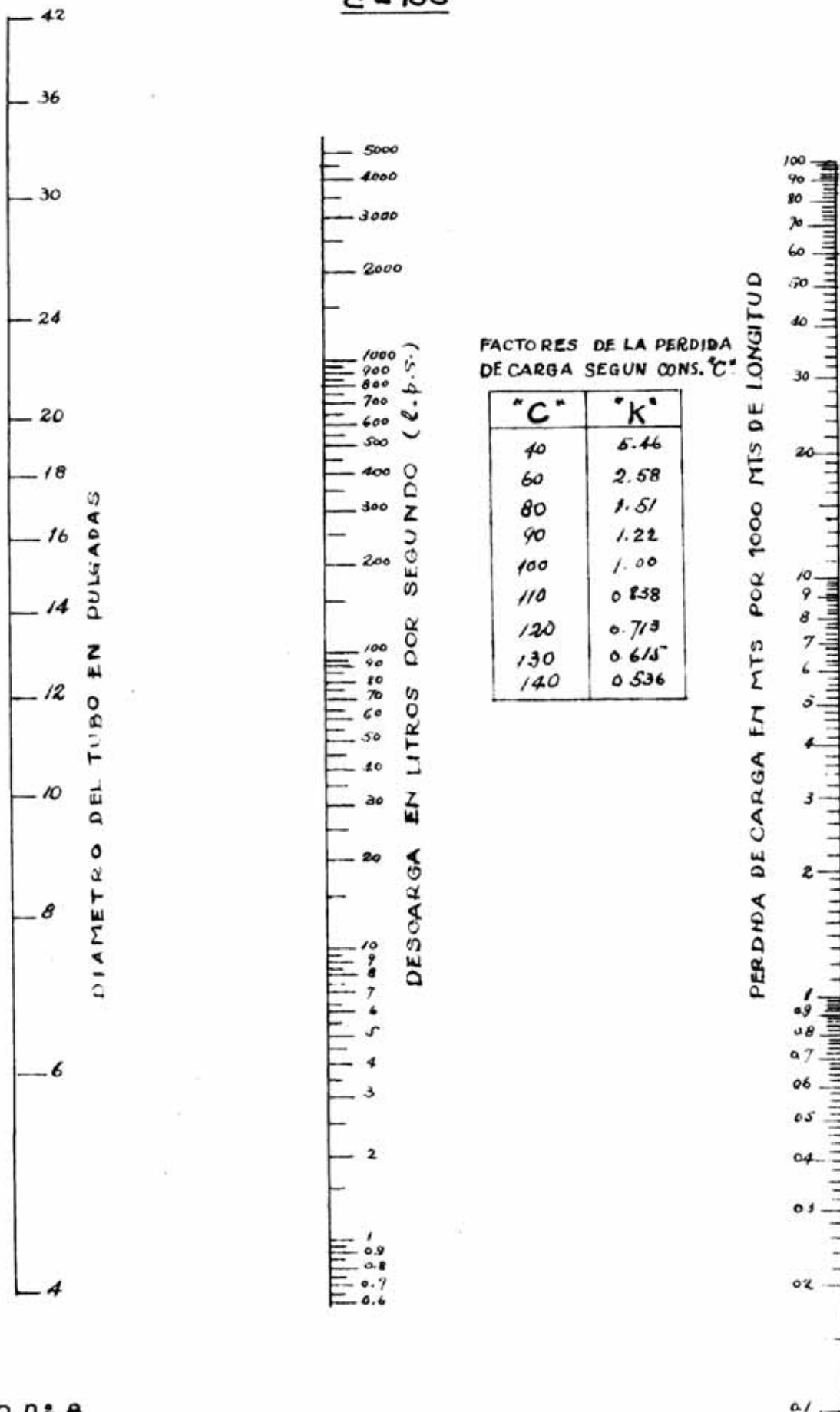


GRAFICO N° 8

no pueden ser determinadas hasta no conocer la correcta distribución de los caudales que pasan por cada tramo de la red, es decir los valores de Q

El Profesor Hardy Cross, ideó en 1936 un método para conocer esta distribución, el cual está basado en las Leyes de Kirchoff, para flujos eléctricos, que dicen:

- 1°.- La corriente principal es igual a la suma de las corrientes derivadas.
- 2°.- Las corrientes derivadas son inversamente proporcionales a las resistencias de las correspondientes ramas.

Es decir, que en un circuito cualquiera o en una porción de él, la suma de las entradas menos la suma de las salidas, debe ser cero, ó sea, que toda el agua que entra en la red tiene que salir. Así mismo entre dos puntos cualquiera de la red, las pérdidas de carga que se obtienen siguiendo cualquier camino son iguales, ó sea, que la suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito cerrado, es cero

Sea Q el caudal correcto, Q_0 el supuesto y la corrección.

$$\begin{aligned} \text{Entendremos:} \quad Q &= Q_0 + \Delta \\ h &= KQ^{1.85} \\ h &= K(Q_0 + \Delta)^{1.85} \end{aligned}$$

Desarrollando en serie:

$$h = K(Q_0^{1.85} + 1.85 \Delta Q_0^{0.85} + \dots)$$

es pequeño comparado con Q_0 y podemos prescindir de las potencias de Δ y tendremos:

$$h = K (Q_0^{1.85} + 1.85 \Delta Q_0^{0.85})$$

Recorriendo el circuito completo

$$\sum h = 0 = \sum K Q^{1.85}$$

$$0 = \sum K Q_0^{1.85} + \sum K 1.85 \Delta Q_0^{0.85}$$

$$\Delta = \frac{-\sum K Q_0^{1.85}}{1.85 \sum K Q_0^{0.85}}$$

El sistema del Profesor James Doland consiste en considerar los caudales como porcentajes del gasto total y la corrección Δ será también un porcentaje de ese gasto.

Esta fórmula de la corrección ha sido simplificada por el Ingeniero Fair, que dá la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{-\sum h}{1.85 \sum \frac{h}{Q}}$$

expresión que dá a entender que la corrección que es necesario efectuar en un ramal cualquiera de un circuito cuyos caudales por tramos se asumen y teniendo en consideración el signo, es igual al cociente entre la suma algebraica de las pérdidas de carga, con el signo correspondiente al gasto en cada ramal, y 1.85 veces la suma de los cocientes entre la pérdida de carga y los gastos por tramo.

Este método simplificado de Fair es muy sencilla ya que el cálculo se puede hacer con sólo un diagrama de tuberías de cualquier fórmula, aunque es generalmente muy

empleada la de Hazen y Williams.

El material que se empleará en la red de distribución será de fierro fundido, y como valor de C de la fórmula de Hazen y Williams, adoptaremos $C = 100$ que es un valor medio entre tuberías nuevas y las de uso correspondiente a varias decenas de años, de modo que nuestro período de diseño de

35 años está pues aproximadamente dentro de las características señaladas.

La red de distribución ha sido calculada para un volumen de 265 l.p.s. que representa el gasto "máximo horario" para el período final que se considera en el proyecto.

Areas Servidas. (Ref. Plano N° 6)

Cada tramo de la red servirá un área de la población actual, como la extensión futura que más adelante se considera.

En el plano mencionado N° 6 se ha determinado pues el área servida por cada ramal y que corresponde a los siguientes valores aproximados:

<u>Ramal</u>	<u>Area (m2)</u>	<u>Ramal</u>	<u>Area (m2)</u>
AB	217402	HI	105020
BC	218880	IJ	42100
CD	168310	IB	86410
DE	22592	IK	79715
EF	76950	KJ	48615
FG	90032	JG	79320
GH	35100	KA	104895
HD	45200		
HC	74200		

El total del área actual servida, según el cuadro anterior es de 149,47 Ha.

Área futura.

Para el área futura vamos a considerar un aumento total del 35% del área actual, ó sea:

$$149.47 \text{ Ha.} \times 0.35 = 52.5 \text{ Ha.}$$

Por consiguiente el área total para el futuro será de:

$$149.47 + 52.5 = 201.97 \text{ Ha.}$$

Coefficiente de gasto.

Este número representa el consumo que por unidad de área se va a tener para el período final del cálculo y cuyo valor es de:

$$\frac{265}{201.97} = 1.31 \text{ lts./seg./Ha.}$$

Según esto el gasto para el incremento del área futura será de:

$$1.31 \times 52.5 = 69 \text{ lts./seg.}$$

Y el consumo por ramal correspondiente al área actual se tabula en el siguiente cuadro:

<u>Ramal</u>	<u>Gasto</u> lps	<u>Ramal</u>	<u>Gasto</u> lps
AB	29	HC	10
BC	29	HI	13
CD	22	IJ	6
DE	3	IB	11
EF	10	IK	10
FG	12	KJ	6
GH	5	JG	10
HD	6	KA	14

De las 52.5 Ha. de expansión futura, vamos a considerar 25 Ha. por la zona del Colegio "Santa Rosa" por donde se encuentra proyectada una nueva Urbanización; 12 Ha. por el lado del Cuartel y 7.75 Ha. para las zonas del Estadio y del Cementerio.

El consumo de agua para cada una de estas zonas que en el cálculo de la red las vamos a considerar como salidas en el nudo más próximo a la zona respectiva, es la siguiente:

$25/52.5=0.478$ (47.8%)	$69 \times 0.478=33$ lps. (nudo F)
$12/52.5=0.228$ (22.8%)	$69 \times 0.228=16$ lps. (nudo A)
$7.75/52.5=0.147$ (14.7%)	$69 \times 0.147=10$ lps. (nudo K)
$7.75/52.5=0.147$ (14.7%)	$69 \times 0.147=10$ lps. (nudo C)

"Estudio de la Red por adoptarse, almacenamiento y régimen de bombeo".

La red de distribución se calculará para el gasto "máximo horario" que hemos visto que es igual a $\frac{52000 \times 2 \times 220}{86400}$
= 265 l.p.s. y que corresponde al periodo final de diseño.

Como hemos escogido un sistema "combinado" de alimentación de las bombas y del tanque para fines de regulación, se puede indudablemente jugar con la capacidad de éste, el régimen de bombeo y los diámetros de las tuberías requeridos para satisfacer la máxima demanda, de acuerdo a condiciones que se fijan para un caso determinado.

La capacidad teórica de almacenamiento depende natu-

ralmente del "rate de bombeo" y del "rate de consumo" ó demanda. Generalmente no se acostumbra disponer de una capacidad máxima de almacenamiento mayor que la requerida para compensar la demanda en el día máximo (máximo horario).

La decisión que se tome para la determinación de la capacidad de almacenamiento debe depender de un estudio del orden técnico y económico que pondrá en claro la combinación de la capacidad de almacenamiento y requerimientos de bombeo que den las mejores condiciones de funcionamiento del sistema y el más bajo costo anual de operación, teniendo presente también, desde luego, el primer costo.

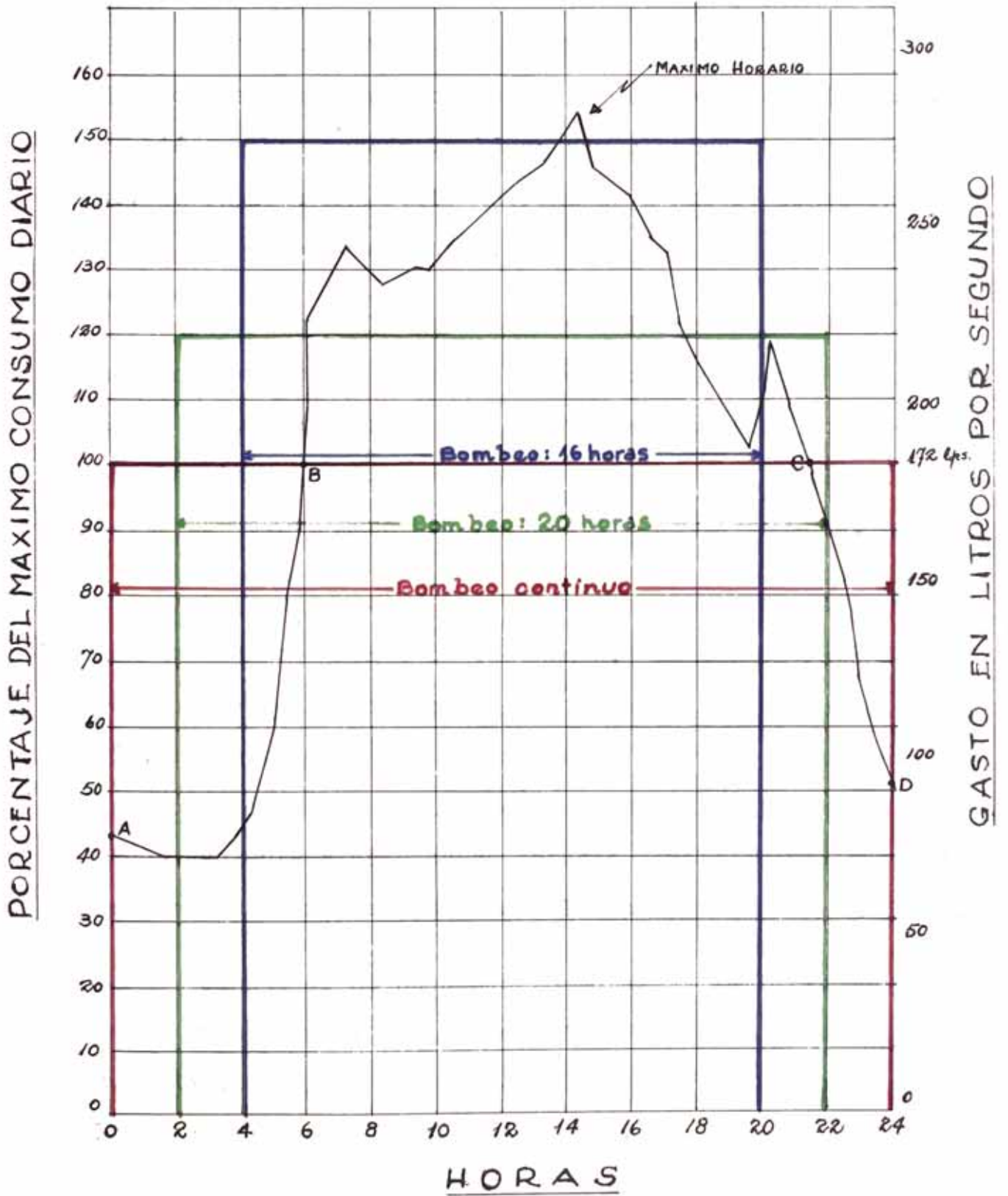
Para la determinación del almacenamiento se ha considerado una curva de variaciones horarias de consumo que sea capaz de satisfacer los máximos considerados para nuestro caso de Sullana. Referirse Gráfico N° 9

En esta curva se puede apreciar que se tiene un máximo horario o "peack" de 154% del consumo del día máximo, el cual se ha considerado un 130% del día promedio anual, por consiguiente, se tendrá que el máximo horario será:

$1.3 \times 1.54 = 2.0$ veces el consumo promedio anual tal como lo consideramos en el Capítulo II, al tratar sobre la dotación de agua.

Tomando como base la curva del Gráfico N° 9, se ha trazado la curva integral (Gráfico N° 10), ó "diagrama ma-

CURVA DE MAXIMO CONSUMO



sa" que nos sirve para indicarnos, de un modo gráfico las condiciones críticas de operación y períodos que deben ser sometidos a un estudio analítico.

Cualquier punto de la "curva masa" nos dará el total de uso desde un punto conveniente de tiempo considerado. También se ha trazado la línea acumulativa de abastecimiento, la cual es una recta inclinada ya que se considera un "rate de bombeo constante".

Desde que el abastecimiento iguala a la demanda, la distancia vertical total entre el principio y el término de la curva acumulativa de abastecimiento (bombeo) debe ser la misma que la comprendida entre el principio y término de la "curva masa" representativa de la demanda.

La pendiente de cualquier tangente representa un "rate" de abastecimiento o de demanda. Cuando el rate de abastecimiento es continuo ó sea durante las 24 horas del día, la capacidad de almacenamiento se puede determinar midiendo la ordenada máxima comprendida entre la curva "masa" y una tangente a esta curva trazada paralelamente a la línea inclinada representativa del abastecimiento acumulado.

Cuando el abastecimiento total es suministrado en menos de 24 horas, el almacenamiento se puede determinar sumando las ordenadas comprendidas entre los terminales de las curvas masa y de abastecimiento.

CURVA INTEGRAL DEL
DIA DE MAXIMO CONSUMO

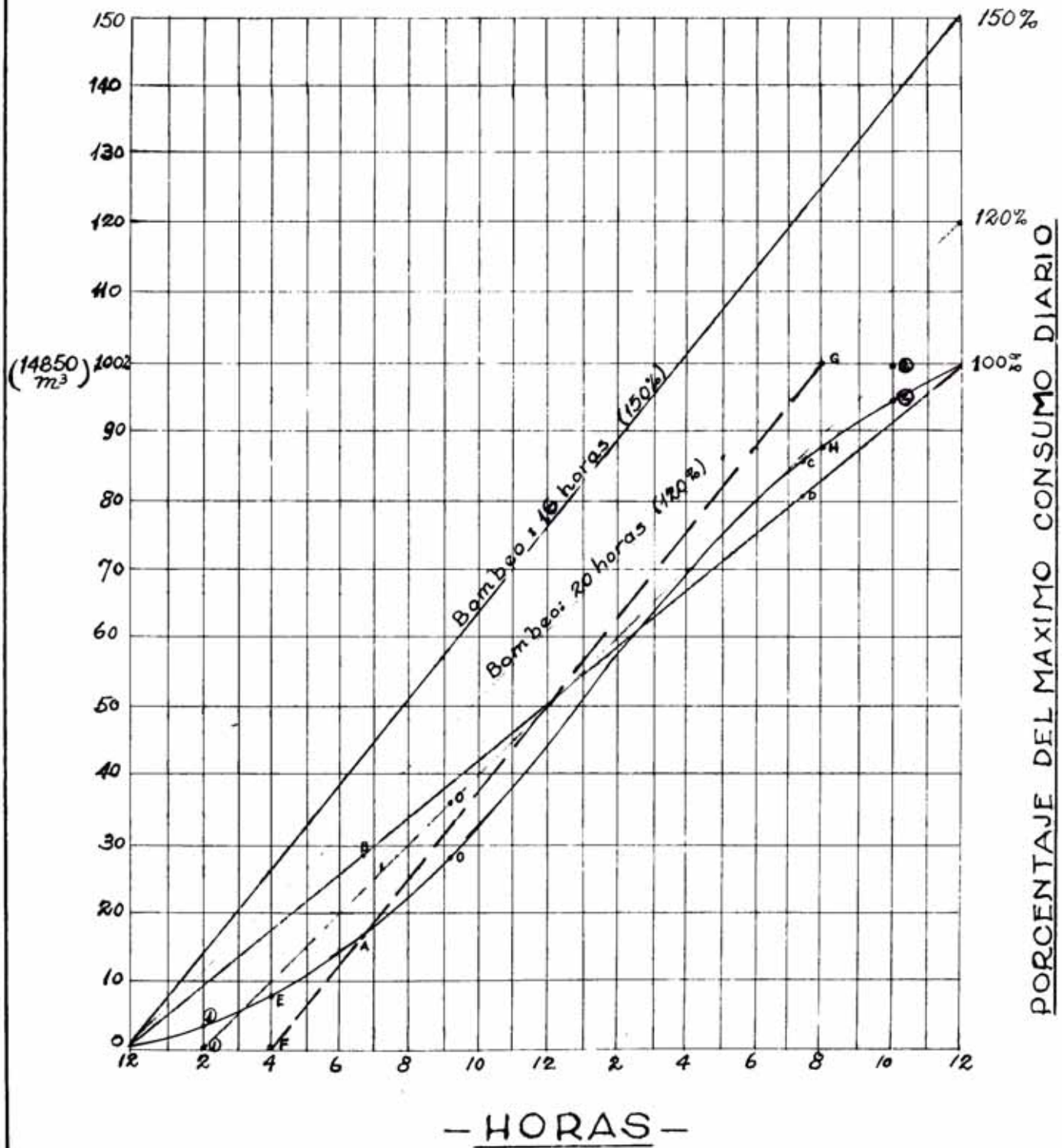


GRAFICO N° 10

Bombeo continuo (24 horas).

De la curva integral del día de máximo consumo, deducimos que el almacenamiento está representado por la suma de los valores de las ordenadas AB y CD a las que corresponden los porcentajes de 11.6% y 4.9% respectivamente del total del consumo en el día máximo, ó sea, un valor de $11.6 + 4.9 = 16.5\%$

Gasto diario en el "día de máximo consumo:

$$52000 \times 220 \times 1.3 = 14850 \text{ m}^3 \text{ (100\%)}$$

$$\text{Almacenamiento: } 14850 \times 0.165 = 2450 \text{ m}^3.$$

Si el sistema funcionara bajo estas condiciones, el "rate de bombeo" sería de 172 l.p.s. y se tendría que almacenar la cantidad de 2450 m³.

Bombeo de 16 horas.

Bombeando sólo 16 horas se tendría un porcentaje de $24/16 = 150\%$ del rate de bombeo continuo, pues al disminuir el número de horas de bombeo habrá que aumentar el "rate ó rendimiento unitario ya que la cantidad de agua por suministrarse es la misma.

$$\text{El gasto unitario sería de: } 172 \times 1.5 = 258 \text{ l.p.s.}$$

Vemos pues que bombeando continuamente teníamos un rate de 172 l.p.s., lo que ha aumentado á 258 l.p.s., cuando sólo se bombeo 16 horas. Este aumento del "rate" trae como consecuencia lo siguiente:

- a).- Aumento de la capacidad de las bombas ó número de éstas.
- b).- Aumento en los diámetros de las tuberías, por la mayor pérdida de carga producida por el incremento del gasto.
- c).- Se disminuye el almacenamiento dentro de ciertos límites.

En el Gráfico N° 10 podemos inclinar la línea ésta que corresponde al 150%, de manera que a simple vista parezca que el almacenamiento de regulación sea nulo, sin embargo esto no quiere decir que no se disponga de un tanque de almacenamiento el cual a'un será de mayor capacidad ya que el "rate de bombeo" será tan alto en comparación con el de consumo que será necesario almacenar la diferencia.

El almacenamiento correspondiente al bombeo de 16 horas será igual a la suma de las ordenadas EF y GH a las que corresponden los valores de 8% y 12% respectivamente del consumo en el día máximo, ó sea un total de 20%, que representa:

$$14850 \times 0.20 = 2970 \text{ m}^3.$$

Para este caso de 16 horas de bombeo no hemos comprobado el cálculo de la red requerida, porque a simple vista, se puede apreciar en primer término que se tiene un volumen de almacenamiento elevado y con el gasto unitario de 258 l.p.s. se va a tener unos diámetros de tuberías muy grandes desde que el rate ha aumentado en un 50% del de bombeo continuo.

Bombeo de 20 horas.

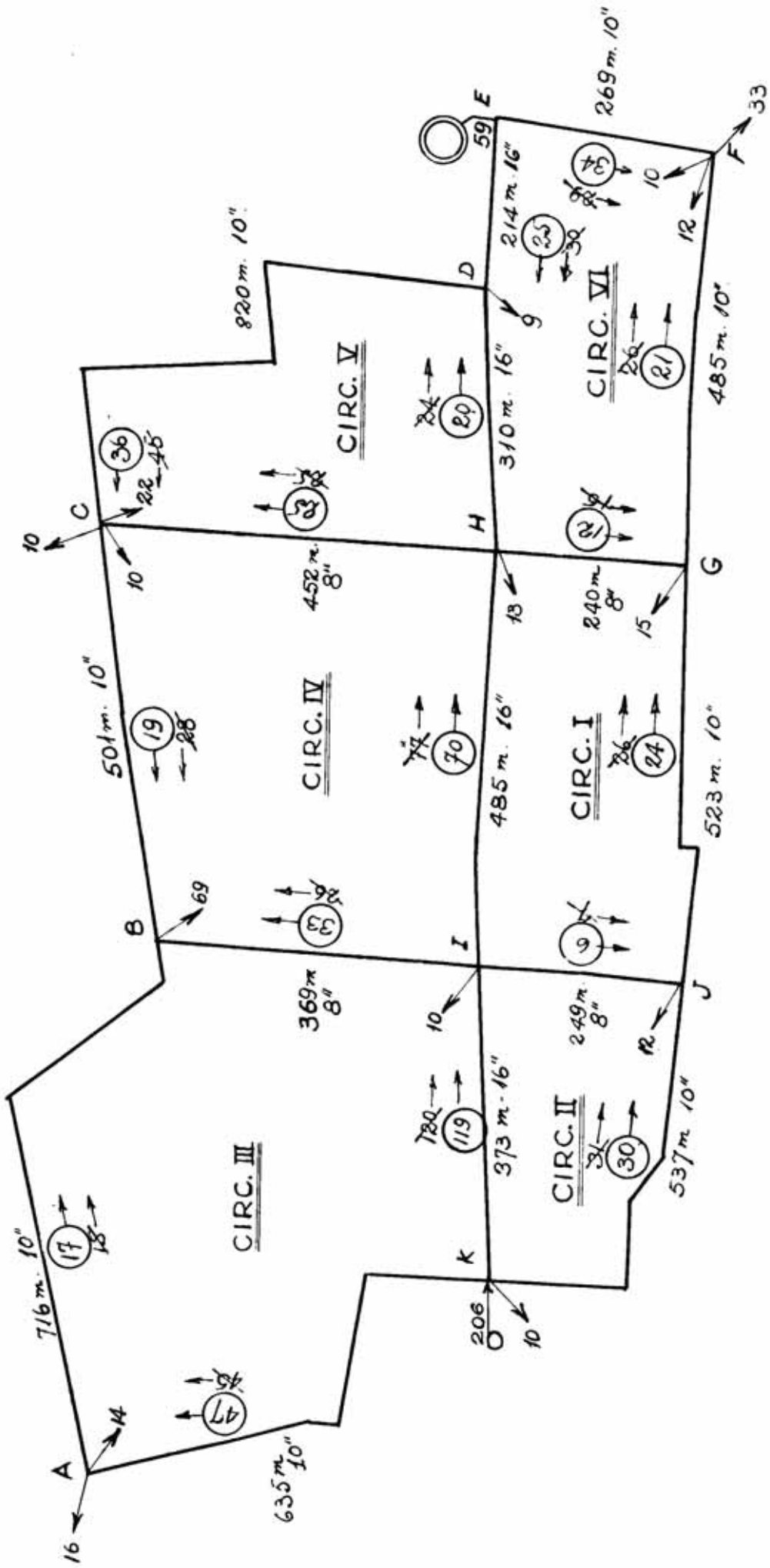
El bombeo durante 20 horas del día, representa $24/20 = 120\%$ del rate de bombeo continuo, ó sea que el "rate de bombeo" con este número de horas consideradas, sería de:

$$172 \times 1.2 = 206 \text{ l.p.s.}$$

El almacenamiento está representado por la suma de los valores de las ordenadas 1-1 y 2-2, a las que corresponden los porcentajes de 3.6% y 5.35% respectivamente del consumo en el día máximo, ó sea un total de 8.95%, lo que representa:

$$14850 \times 0.0895 = 1325 \text{ m}^3 \text{ de almacenamiento.}$$

Por otra parte se tendría bajo estas condiciones una



CUADRO N° 1 - CONSUMO MAXIMO
DISTRIBUCION DE GASTOS.- GRAFICO N° 11.-

CUADRO N° 1

Consumo Máximo (20 horas)

CIRCUITO N° I

Valores asumidos								Ira. Corrección				
Ramal	L	D	Q	S	H	H/Q	Δ	Q	S	H	H/Q	Δ
IH(7)	485	16"	† 77	1.5	† 0.73	0.0095	-5	† 72	1.40	† 0.68	0.0094	-1
HG(6)	240	8"	† 15	2.12	† 0.51	0.0340	-5	† 10	0.98	† 0.235	0.0235	† 1
GJ	523	10"	- 26	1.95	- 1.02	0.0394	0.	- 26	1.95	- 1.02	0.0394	† 1
JI(1)	249	8"	- 7	0.52	- 0.13	0.0186	0.	- 7	0.52	- 0.13	0.0186	† 1
					† 0.09	0.1015				- 0.235	0.0909	
							Δ = -0.5					Δ = #1
<u>CIRCUITO N° II</u>												
KI(2)	373	16"	† 120	3.40	† 1.26	0.0105	† 1	† 121	3.55	† 1.32	0.0109	-2
JL(1)	249	8"	† 7	0.52	† 0.13	0.0186	0.	† 7	0.52	† 0.13	0.0186	-1
JK	537	10"	- 31	2.70	- 1.45	0.0469	0.	- 31	2.70	- 1.45	0.0469	0
					- 0.12	0.0760				0	0.0764	
							Δ = † 0.8					Δ = 0
<u>CIRCUITO N° III</u>												
AB	716	10"	† 15	0.70	† 0.50	0.0333	-1	† 14	0.64	† 0.456	0.0326	† 2
BI(3)	369	8"	- 26	5.80	- 2.14	0.0820	-6	- 32	8.60	- 3.16	0.0989	0
JK(2)	373	16"	- 120	3.40	- 1.26	0.0105	-1	- 121	3.55	- 1.32	0.0109	† 2
KA	635	10"	† 45	5.40	† 3.43	0.0762	-1	† 44	5.10	† 3.24	0.0733	† 2
					† 0.53	0.2020				- 0.784	0.2157	
							Δ = -1					Δ = † 2
<u>CIRCUITO N° IV</u>												
BC	501	10"	- 28	2.25	- 1.13	0.0404	† 5	- 23	1.55	- 0.78	0.0339	† 2
CH(4)	452	8"	- 25	5.40	- 2.45	0.0974	-1	- 26	5.80	- 2.62	0.1080	0
HI(7)	485	16"	- 77	1.50	- 0.73	0.0095	† 5	- 72	1.40	- 0.68	0.0094	† 1
BI(3)	369	8"	† 26	5.80	† 2.14	0.0820	† 6	† 32	8.60	† 3.16	0.0989	0
					- 2.17	0.2293				- 0.92	0.2502	
							Δ = † 5					Δ = † 2
<u>CIRCUITO N° V</u>												
CD	820	10"	- 45	5.40	- 4.43	0.0985	† 6	- 39	4.10	- 3.36	0.0864	† 2
DH(5)	310	16"	- 24	0.18	- 0.056	0.0023	† 1	- 23	0.16	- 0.05	0.0022	† 2
HC(4)	452	8"	† 25	5.40	† 2.45	0.0974	† 1	† 26	5.80	† 2.62	0.1080	0
					- 2.03	0.1982				- 0.79	0.1966	
							Δ = † 6					Δ = † 2
<u>CIRCUITO N° IV</u>												
HD(5)	310	16"	† 24	0.18	† 0.056	0.0023	-1	† 23	0.16	† 0.05	0.0022	-2
DE	214	16"	- 30	0.26	- 0.055	0.0018	† 5	- 25	0.18	- 0.039	0.0016	0
EF	269	10"	† 29	2.40	† 0.65	0.0224	† 5	† 34	3.20	† 0.86	0.0252	0
FG	485	10"	- 26	1.95	- 0.95	0.0364	† 5	- 21	1.30	- 0.63	0.0300	0
GH(6)	240	8"	- 15	2.12	- 0.51	0.0340	† 5	- 10	0.98	- 0.235	0.0235	-1
					- 0.81	0.0969				† 0.006	0.0825	
							Δ = † 5					Δ = -0.04

(Continuación Cuadro N°1)

CIRCUITO N° I

<u>2a. Corrección</u>					<u>3a. Corrección</u>			
Q	S	H	H/Q	Δ	Q	S	H	H/Q
† 71	1.34	†0.65	0.0092	-1	†70	1.25	†0.60	0.0086
† 11	1.18	†0.28	0.0255	†1	†12	1.40	†0.33	0.0283
- 25	1.80	-0.95	0.0379	†1	-24	1.68	-0.88	0.0367
- 6	0.39	-0.097	0.0161	0	-6	0.39	-0.097	0.0161
		<u>-0.117</u>	<u>0.0887</u>				<u>-0.037</u>	<u>0.0897</u>
$\Delta = \dagger 0.7$					$\Delta = \dagger 0.22 < 1$			
$\dagger 1$								

CIRCUITO N° II

†119	3.40	†1.26	0.0106	0	†119	3.40	†1.26	0.0106
† 6	0.39	†0.097	0.0161	0	†6	0.39	†0.097	0.0161
- 31	2.70	-1.45	0.0469	†1	-30	2.50	-1.34	0.0449
		<u>-0.093</u>	<u>0.0736</u>				<u>†0.017</u>	<u>0.0716</u>
$\Delta = \dagger 0.7$					$\Delta = -0.13 < 1$			
$\dagger 1$								

CIRCUITO N° III

† 16	0.79	†0.56	0.0350	†1	†17	0.88	†6.63	0.0370
- 32	8.60	-3.16	0.0989	-1	-33	9.00	-3.32	0.1060
-119	3.40	-1.26	0.0106	0	-119	3.40	-1.26	0.0106
† 46	5.60	†3.55	0.0772	†1	†47	5.80	†3.68	0.0781
		<u>-0.30</u>	<u>0.2217</u>				<u>-0.27</u>	<u>0.2317</u>
$\Delta = \dagger 0.7$					$\Delta = \dagger 0.6 < 1$			
$\dagger 1$								

CIRCUITO N° IV

- 21	1.30	-0.65	0.0310	†2	-19	1.08	-0.54	0.0283
- 26	5.80	-2.62	0.1080	†1	-25	5.40	-2.45	0.0980
- 71	1.34	-0.65	0.0092	†1	-70	1.25	-0.60	0.0086
† 32	8.60	†3.16	0.0989	†1	†33	9.00	†3.32	0.1060
		<u>-0.76</u>	<u>0.2471</u>				<u>-0.27</u>	<u>0.2409</u>
$\Delta = \dagger 2$					$\Delta = \dagger 0.6 < 1$			

CIRCUITO N° V

- 37	3.70	-3.03	0.0820	†1	-36	3.50	-2.86	0.0795
- 21	0.14	-0.043	0.0020	†1	-20	0.12	-0.037	0.0018
† 26	5.80	†2.62	0.1080	-1	†25	5.40	†2.45	0.0980
		<u>-0.453</u>	<u>0.1920</u>				<u>-0.447</u>	<u>0.1793</u>
$\Delta = \dagger 1$					$\Delta = \dagger 1$			

CIRCUITO N° VI

† 21	0.14	†0.043	0.0020	-1	†20	0.12	†0.037	0.0018
- 25	0.18	-0.039	0.0016	0	-25	0.18	-0.039	0.0016
† 34	3.20	†0.86	0.0252	0	†34	3.20	†0.86	0.0252
- 21	1.30	-0.63	0.0300	0	-21	1.30	-0.63	0.0300
- 11	1.18	-0.28	0.0255	-1	-12	1.40	-0.33	0.0283
		<u>-0.046</u>	<u>0.0843</u>				<u>-0.102</u>	<u>0.0869</u>
$\Delta = \dagger 0.3$					$\Delta = \dagger 0.6 < 1$			
0								

regulación representada por la ordenada 0-0, pero como sólo representa el 8% del valor del consumo en el día máximo, consideramos solamente el valor anterior que es mayor.

La comprobación de la red de distribución para este caso está comprobada y calculada en el Cuadro Adjunto N° 1.

La posibilidad de bombear 16 horas la hemos descartado por el gran volumen de agua que es necesario almacenar y probablemente con ese rate elevado se van a tener diámetros muy grandes.

Vamos a pasar enseguida a efectuar una comparación del caso de bombeo de 20 horas con el de bombeo continuo, exponiendo las razones que justifican el hecho de tomar la decisión de hacer trabajar el sistema, considerando un bombeo durante 20 horas.

En cuanto a la red de distribución para el caso de bombeo continuo, tendríamos un rate de bombeo de 172 l.p.s., y un flujo del tanque de 93 l.p.s. Para el caso de 20 horas estas cantidades serían 206 l.p.s. y 59 l.p.s. respectivamente, ya que el gasto máximo horario es de 265 l.p.s. Esto nos indica que para el primer caso la "divisoria" se va a acercar más al centro de la población (que es lo más conveniente) que en el segundo caso, disminuyendo por consiguiente las pérdidas de carga y bajando aparentemente los diámetros de las tuberías.

Aunque para el caso de bombeo continuo, no hemos efectuado un cálculo al detalle por el método de Hardy Cross, sin embargo, hemos realizado una comprobación con la aproximación suficiente que nos indica que los diámetros de las tuberías para este caso no van a tener un gran cambio que los calculados para el bombeo de 20 horas. Por consiguiente en cuanto a la red no va a var una variación que merezca tomarse en consideración.

Ahora veamos el aspecto del almacenamiento. Consideraremos una altura de reservorio de 12.00 mts. Según un abaco de costos de reservorios elevados, confeccionado por el Ministerio de Fomento, resulta que el almacenamiento de 2450 m³. sale a razón de S/.375 por m³., lo que dá un valor total de S/.918,750. Para 1325 m³. se tiene S/.420 por m³. ó sea, un total de S/.556,500. Se puede tener pues una economía en cuanto al almacenamiento de S/.362,250.

En cuanto al consumo de energía si va a ser mayor para el caso de 20 horas de bombeo, pero no representará una cantidad muy grande ya que el incremento del rate de bombeo no llega al 20%.

Por otro lado, si se bombeara 24 horas, seguramente que habría que preveer mayor número de unidades de bombeo, ya que se va a operar pues ininterrumpidamente.

Por todas las consideraciones expuestas, creemos ser

más conveniente el sistema adoptado de bombear "20 horas", debiendo preverse un almacenamiento de 1325 m³., el cual redondearemos a 1400 m³.

Comprobación de la Red para el caso de incendio.

Para este caso comprobaremos la red para el consumo máximo, horario, más el adicional que demanda el incendio.

En el Capítulo III "Consumo de Agua", se calculó el máximo horario en 265 l.p.s., y para el consumo de incendio se adoptó la fórmula práctica $Q = 10 P$, con lo cual se tiene un gasto de 72 l.p.s.

Por consiguiente el gasto que habrá que considerar para la comprobación de la red será de:

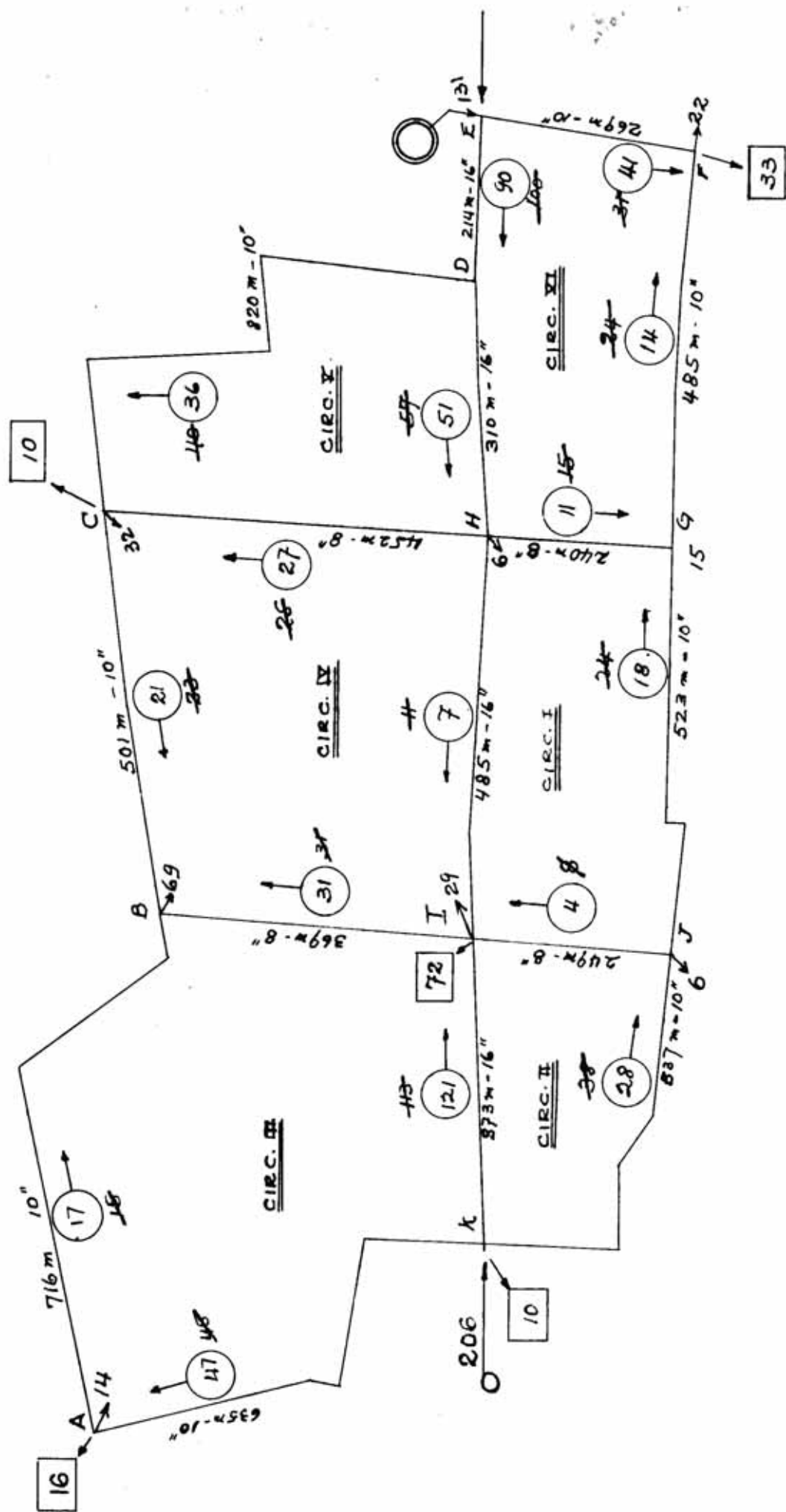
$$265 + 72 = 337 \text{ l.p.s.}$$

El gasto tomando en consideración el bombeo de 20 horas, adoptado es de 206 l.p.s., por lo tanto el flujo del tanque será de:

$$337 - 206 = 131 \text{ l.p.s.}$$

El gasto de 72 l.p.s. se considerará concentrado en un punto donde se produce un incendio a la hora de mayor consumo. Para este punto se ha escogido el nudo I que está situado en la parte principal de la población.

El cálculo de la red para este caso de incendio, aparece en el Cuadro N° 2., se puede apreciar que la comprobación efectuada es satisfactoria y que la red que se cal-



CUADRO N° 2 - CONSUMO MÁXIMO POR INCENDIO
DISTRIBUCIÓN DE GASTOS.

CUADRO N° 2

Consumo máximo más incendio

CIRCUITO N° I

<u>Valores asumidos</u>								<u>lra. Corrección</u>				
Ramal	L	D	Q	S	H	H/Q	Δ	Q	S	H	H/Q	Δ
IH(7)	485	16"	- 11	0.04	-0.019	0.0017	0	- 11	0.04	-0.019	0.0017	↑4
HG(6)	240	8"	↑ 15	2.10	↑0.50	0.0333	-6	↑ 9	0.80	↑0.192	0.0213	↑4
GJ	523	10"	- 24	1.65	-0.86	0.0356	↑1	-23	1.55	-0.82	0.0355	↑5
JI(1)	249	8"	↑ 8	0.66	↑0.16	0.0200	-6	↑ 2	0.05	↑0.012	0.0060	↑3
					-0.219	0.0906				-0.635	0.0645	
							Δ = ↑1					Δ = ↑5
<u>CIRCUITO N° II</u>												
KI(2)	373	16"	↑113	3.10	↑1.15	0.0109	↑6	↑119	3.40	↑1.26	0.0106	↑2
JI(1)	249	8"	- 8	0.66	-0.16	0.0200	↑6	- 2	0.05	-0.012	0.0060	-3
JK	537	10"	- 38	3.95	-2.12	0.0560	↑7	-31	2.70	-1.14	0.0466	↑2
					-1.13	0.0869				-0.192	0.0632	
							Δ = ↑7					Δ = ↑2
<u>CIRCUITO N° III</u>												
AB	716	10"	↑ 15	0.70	↑0.50	0.0333	↑1	↑ 16	0.79	↑0.56	0.0351	0
BI(3)	369	8"	- 31	8.10	-2.98	0.0967	0	- 31	8.10	-2.98	0.0967	-1
IK(2)	373	16"	-113	3.10	-1.15	0.0109	-6	-119	3.40	-1.26	0.0106	-2
KA	635	10"	↑ 45	5.30	↑3.36	0.0748	↑1	↑ 46	5.60	↑3.55	0.0772	0
					-0.27	0.2157				-0.13	0.2196	
							Δ = ↑1					Δ = ↑0
<u>CIRCUITO N° IV</u>												
BC	501	10"	- 23	1.55	-0.78	0.0339	↑1	- 22	1.44	-0.72	0.0330	↑1
CH(4)	452	8"	- 25	5.40	-2.44	0.0979	-1	- 26	5.80	-2.62	0.1005	0
HI(7)	485	16"	↑ 11	0.04	↑0.019	0.0017	0	↑ 11	0.04	↑0.019	0.0017	-4
BI(3)	369	8"	↑ 31	8.10	↑2.98	0.0967	0	↑ 31	8.10	↑2.98	0.0967	↑1
					-0.221	0.2302				-0.341	0.2319	
							Δ = ↑1					Δ = ↑1
<u>CIRCUITO N° V</u>												
CD	820	10"	- 40	4.30	-3.52	0.0882	↑2	- 38	4.00	-3.28	0.0865	↑1
DH(5)	310	16"	↑ 57	0.86	↑0.27	0.0047	-5	↑ 52	0.72	↑0.22	0.0043	0
HC(4)	452	8"	↑ 25	5.40	↑2.44	0.0979	↑1	↑ 26	5.80	↑2.62	0.1005	0
					-0.81	0.1908				-0.44	0.1913	
							Δ = ↑2					Δ = ↑1
<u>CIRCUITO N° IV</u>												
HD(5)	310	16"	- 57	0.86	-0.27	0.0047	↑5	- 52	0.72	-0.22	0.0043	0
DE	214	16"	-100	2.45	-0.52	0.0052	↑7	- 93	2.15	-0.46	0.0049	↑1
EF	269	10"	↑ 31	2.70	↑0.73	0.0236	↑7	↑ 38	4.00	↑1.07	0.0283	↑1
FG	485	10"	- 24	1.65	-0.80	0.0334	↑7	- 17	0.88	-0.43	0.0252	↑3
GH(6)	240	8"	- 15	2.10	-0.50	0.0333	↑6	- 9	0.80	-0.192	0.0213	-4
										-0.232	0.0340	
							Δ = ↑7					Δ = ↑1

(Continuación Cuadro N° 2)

CIRCUITO N° I

<u>2a. Corrección</u>					<u>3a. Corrección</u>			
- 7	0.018	-0.008	0.0013	0	-7	0.018	-0.009	0.0013
† 13	1.60	†0.39	0.0300	-2	†11	1.18	†0.283	0.0257
- 18	0.98	-0.51	0.0283	0	-18	0.98	-0.51	0.0283
		-0.058	0.1296				-0.166	0.1253
$\Delta = \uparrow 0$					$\Delta = \uparrow 0.72 < 1$			
<u>CIRCUITO N° II</u>								
†121	3.55	†1.32	0.0109	0	†121	3.55	†1.32	0.0109
- 5	0.28	-0.07	0.0700	†1	-4	0.28	-0.07	0.0700
- 29	2.37	-1.27	0.0438	†1	-28	2.22	-1.19	0.0424
		-0.02	0.1247				†0.06	0.1233
$\Delta = \uparrow 0$ (.87) †1					$\Delta = 0.26 < 1$			
<u>CIRCUITO N° III</u>								
† 16	0.79	†0.56	0.0351	†1	†17	0.88	†0.63	0.0370
- 32	8.60	-3.16	0.0990	†1	-31	8.20	-3.0	0.0975
-121	3.55	-1.32	0.0109	0	-121	3.55	-1.32	0.0109
† 46	5.60	†3.55	0.0772	†1	†47	5.80	†3.68	0.0782
		-0.37	0.2222				-0.03	0.2236
$\Delta = \uparrow 0$ (.9) †1					$\Delta = -0.08 < 1$			
<u>CIRCUITO N° IV</u>								
- 21	1.30	-0.65	0.0308	0	-21	1.30	-0.65	0.0308
- 26	5.80	-2.62	0.1005	-1	-27	6.20	-2.80	0.1038
† 7	0.018	†0.008	0.0013	0	†7	0.018	†0.008	0.0013
† 32	8.60	†3.16	0.0990	-1	†31	8.20	†3.02	0.0975
		-0.102	0.2316				-0.422	0.2334
$\Delta = \uparrow 0$ (.24)					$\Delta = \uparrow 0.98 < 1$			
<u>CIRCUITO N° V</u>								
- 37	3.70	-3.02	0.0820	†1	-36	3.55	-2.90	0.0806
† 52	0.72	†0.22	0.0043	-1	†51	0.70	†0.22	0.0043
† 26	5.80	†2.62	0.1005	†1	†27	6.20	†2.80	0.1038
		-0.18	0.1868				-0.12	0.1887
$\Delta = \uparrow 0$ (.52) †1					$\Delta = \uparrow 0.34 < 1$			
<u>CIRCUITO N° VI</u>								
- 52	0.72	-0.22	0.0043	†1	-51	0.70	-0.22	0.0043
- 92	2.10	-0.45	0.0049	†2	-90	2.05	-0.44	0.0049
† 39	4.10	†1.10	0.0282	†2	†41	4.50	†1.21	0.0294
- 16	0.79	-0.38	0.0237	†2	-14	0.60	-0.29	0.0207
- 13	1.60	-0.39	0.0300	†2	-11	1.18	-0.283	0.0257
		-0.34	0.0911				-0.023	0.0851
$\Delta = \uparrow 2$					$\Delta = \uparrow 0.14 < 1$			

lo previamente puede así mismo trabajar aceptablemente para el caso considerado de incendio.

Si se bombeara 24" se podría sí usar una tubería en la línea que va del tanque de agua limpia a la red (495 m), de 14" de diámetro en vez de la de 16" adoptada. Se tendría pues una economía que expresada en cifras representa lo siguiente:

Precio de 1" \emptyset 14" tub. de acero	U.S.\$ 3.40
" " 1" \emptyset 16" " " "	U.S.\$ 4.75

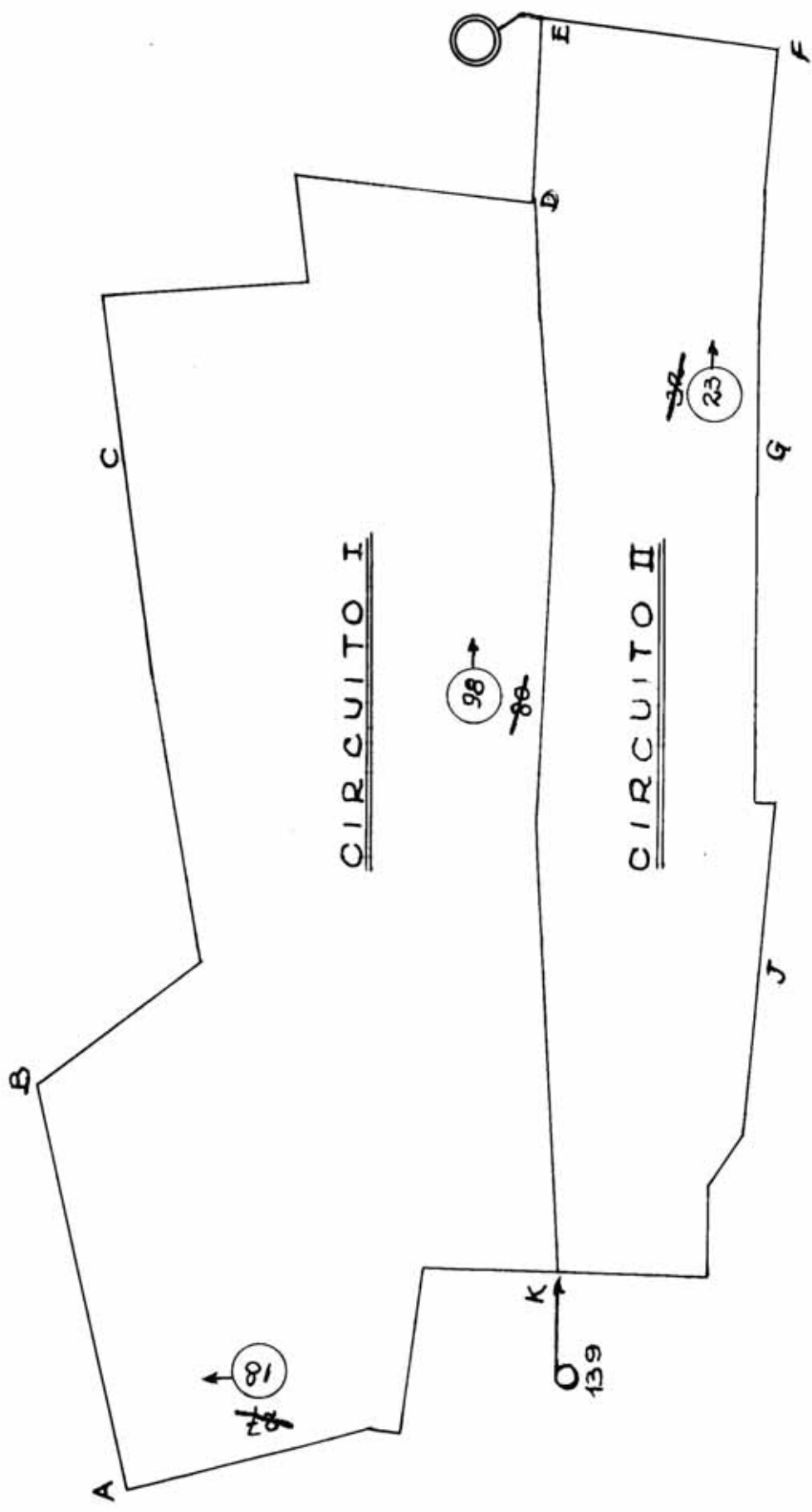
Se economizaría U.S.\$ 1.35 por pie y en la línea total U.S.\$ 2200, que ni alcanza a la suma de S/.37000, cantidad ésta insignificante comparada con la anterior y con la magnitud de la obra considerada.

Consumo Mínimo.

En las horas de mínimo consumo, el flujo de las bombas que recibe la red será transportado casi en su totalidad al reservorio.

En el cálculo se ha considerado que el consumo es nulo, aunque desde luego esto no es cierto ya que seguramente se va a tener un pequeño consumo, considerando además, que siempre existen las pérdidas inevitables.

Los cálculos se consignan en el Cuadro N° 3, y sólo se consideran las tuberías periféricas de la red y la troncal, despreciándose el gasto en los ramales BI, IJ, CH y HG



CUADRO N° 3 CONSUMO MINIMO

FLUJO DE LAS BOMBAS HACIA EL TANQUE - 1961 Q = 139 c.p.s.

DISTRIBUCION DE GASTOS GRAFICO N° 13

por insignificantes.

El gasto considerado es:

$$\frac{35000 \times 220 \times 1.3}{86400} = 116 \text{ l.p.s.}$$

pero como sólo se bombeará durante un período de 20 horas el caudal unitario de las bombas, será de:

$$\frac{116 \times 24}{20} = 139 \text{ l.p.s.}$$

CUADRO N° 3

Consumo Mínimo

Flujo de las Bombas hacia el Tanque.- 1961.-

Q = 139 l.p.s.- Determinación de la Cota Piezométrica de las Bombas.

CIRCUITO N° I

Valores Asumidos								Ira. Corrección			
Ramal	L	D	Q	S	H	H/Q	Δ	Q	S	H	H/Q
KBD	2672	10"	†27	2.10	†5.60	0.2065	-9	†18	0.98	†2.62	0.1450
KD	1168	16"	-80	1.60	-1.87	0.0234	-18	-98	2.35	-2.75	0.0280
					†3.73	0.2299				-0.13	0.1730
$\Delta = - \frac{3.73}{1.85 \times 0.2299} = -9$								$\Delta = \frac{0.13}{1.85 \times 0.1730} = 0.4$			
<u>CIRCUITO N° II</u>											
KE	1382	16"	†80	1.60	†2.22	0.0278	†18	†98	2.35	†3.25	0.0333
KGE	1814	10"	-32	2.85	-5.19	0.1620	-9	-23	1.55	-2.81	0.1222
					-2.97	0.1898				†0.44	0.1555
$\Delta = \frac{2.97}{1.85 \times 0.1898} = \dagger 9$								$\Delta = - \frac{0.44}{1.85 \times 0.1555} = -1.5$			

Velocidades en la Red.

Las recomendaciones sobre este punto, varían según los diversos autores, pero en general la mayoría especifica como límites entre 0.30 y 1.80 metros por segundo. El valor superior de la velocidad deberá figurarse de acuerdo al criterio de no tener una pérdida de carga muy grande que no resulta ser económico.

En nuestro caso para el máximo horario, se encuentran los siguientes valores:

<u>Ramal</u>	<u>Velocidad</u>
AB	0.35 m/s.
BC	0.40 m/s.
CD	0.75 m/s.
DE	0.20 m/s.
EF	0.71 m/s.
FG	0.44 m/s.
GH	0.39 m/s.
HI	0.57 m/s.
IJ	0.195 m/s.
JK	0.62 m/s.
KA	0.99 m/s.
KI	0.98 m/s.
BI	1.08 m/s.
CH	0.82 m/s.
HD	0.16 m/s.
JG	0.50 m/s.

Observando el Cuadro, se puede apreciar que en la mayoría de los ramales se cumplen los límites mencionados a excepción de los tramos DE, IJ y HD, que tienen una velocidad algo menor a 0.30 metros por segundo, siendo en cambio la velocidad más alta de 1.08 mts./seg. en el ramal BI.

Materiales a usarse.

Al escogerse los materiales para un sistema de distribución deben tenerse en cuenta los siguientes factores: la conformidad del material para el propósito a que se va a destinar, la experiencia adquirida con el mismo, su durabilidad, resistencia a la corrosión, su disponibilidad, higiene y costo.

El fierro fundido es universalmente considerado como el material que reúne las mejores condiciones para tuberías de agua, con el cual se han obtenido grandes experiencias de las instalaciones realizadas con este material.

Esto no quiere decir que sea el único material bueno y utilizable ya que existen muchos otros, tales como, acero, concreto, madera, asbesto, etc., que bajo determinados factores pueden determinar su utilización como la más conveniente.

Existen instalaciones de tuberías de fierro fundido que fueron colocados hace siglos y que aún prestan servicios. Así tenemos el caso en Versalles que líneas tendidas en 1685, siguen en servicio, lo mismo que en Glasgow donde se colocaron en 1746. En América se dispone también de experiencia de casi un siglo con tuberías que prestan un servicio satisfactorio.

Emplearemos pues en la red tubería de fierro fundido,

clase "A" de fabricación centrífuga, enfriada en arena, para poder trabajar con una presión hasta de 150 libras por pulgada cuadrada y probadas con una presión de 500 libras por pulgada cuadrada, enfriada en arena, y alquitranada interior y exteriormente.

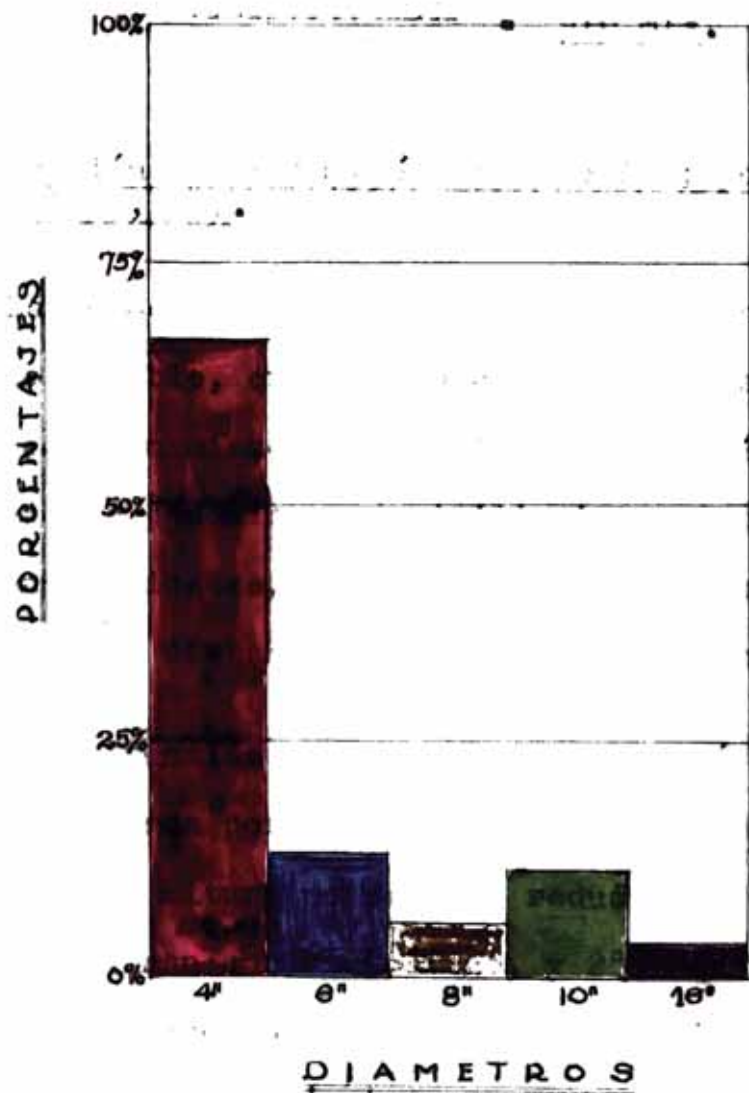
Los terminales de las tuberías serán para uniones de espiga y campana y se adquirirán en tramos de 18 pies de largo. Todos los accesorios necesarios para la instalación serán del mismo material y características. Esta unión de espiga y campana permite deflexiones por el juego en la unión, lo que en muchos casos elimina el uso de codos.

b.- Longitud de tubería tabulada por cada diámetro, indicando los porcentajes de cada diámetro con respecto al total. Indicar también la longitud de tubería por miles de habitantes y por millón de metros cúbicos por día. (Plano N° 8).

Los siguientes son los resultados de las longitudes de las tuberías (en metros) según sus diámetros y en porcentajes del total:

Diámetro	Longitud	%
4"	26700	67.2
6"	5150	12.9
8"	2080	5.2
10"	(4490) 4490	11.2
16"	<u>1385</u>	<u>3.5</u>
	(39805) 39805	100%

LONGITUD DE TUBERIAS EN
PORCENTAJES CON RESPECTO
AL TOTAL.



Para el período final tendremos una longitud de tubería por cada mil habitantes de:

$$39798 : 52 = \underline{765 \text{ mts.}}$$

El consumo máximo horario para el período final es de 265 l.p.s., ó sea 22896 metros cúbicos. La longitud de tubería por millón de metros cúbicos por día es:

$$\frac{39798 \times 22896}{1000000} = \underline{910 \text{ mts.}}$$

c.- Ubicación de la tubería en la calle; posición, profundidad, etc.

La colocación de las tuberías se ha hecho procurando en lo posible, cuando las circunstancias lo permitan ubicarlas a un mismo lado de la calle, a fin de que cuando se hagan las conexiones domiciliarias y reparaciones, sean fácilmente ubicadas, para lo cual también se tratará de colocarla a una distancia constante de la línea de fachada.

La profundidad a la cual se colocará la tubería estará determinada por dos factores: 1° Teniendo en consideración que la altura no sea muy reducida a fin de que las líneas no sufran con el tráfico, y 2° Teniendo en cuenta la altura del cuerpo de las válvulas a fin de que permanezcan a un nivel conveniente.

De acuerdo a estas consideraciones, las tuberías se ubicarán a una profundidad mínima de 1.20 metros.

En el plano N° 1, se puede apreciar la colocación y distribución de las tuberías.

d.- Número de grifos contra incendio; ubicación, número de grifos por kilómetro de tubería, en promedio.
(Plano N° 8)

Los grifos son conexiones de salida de la red de distribución, con el principal objeto de presentar un acoplamiento para las mangueras de combate contra incendios.

El número de grifos que se ha proyectado instalar es de 116.

Para la ubicación de los grifos de incendio se ha seguido el método que dá el Ingeniero Alfonso Pohn Muzzo, en su curso de Abastecimiento de Agua. Este método consiste en trazar círculos de 100 metros de radio desde aquellos puntos en que se crea conveniente ubicar un grifo y comprobar que cualquier punto en el cual se pueda producir un siniestro ó sea alcanzado por lo menos por tres círculos en las partes más importantes de la ciudad, y por lo menos por dos círculos en los barrios menos importantes.

Este método de ubicación de los grifos, considera que de cada uno de ellos se debe conectar como máximo mangueras de 150 metros de longitud y teniendo en cuenta las curvas que se producen en esquinas, su radio de acción es aproximadamente de 100 metros.

La colocación de los grifos se ha hecho procurando

que estén ubicados en las intersecciones de las calles a fin de que de esta manera puedan servir en cuatro direcciones.

Usaremos grifos del tipo de "flor de tierra" con su caja de fierro fundido para protección. Estos grifos se proveerán con dos conexiones, para mangueras de 2-1/2" de diámetro, debiendo corresponder el diámetro de salida al acoplamiento de las mangas y una conexión para motobombas. Deberán así mismo tener una salida para desaguar el cuerpo del grifo cuando no está en uso, se usará tubería de 4" de diámetro para conectar los grifos a la red. Se considerarán mangueras de 2-1/2" de diámetro y boquillas de 1-1/8" de diámetro.

Como tenemos 39.805 kilómetros de tuberías, el número de grifos por kilómetro de tubería será: $116 : 39.805 = 2.9$

e.- Ubicación de las válvulas.- Determinar el número de válvulas por Km. de tubería y por cada diámetro.

Con el objeto de que se puedan efectuar reparaciones en las tuberías en casos de accidentes por pérdidas o roturas, es necesario colocar válvulas de cierre o interrupción en todas las tuberías.

En general se recomienda colocar las válvulas de interrupción a intervalos de no más de 150 á 250 metros, debiéndose colocar a ambos lados de la intersección cuando

se cortan dos líneas.

El principio que se ha seguido para la colocación de las válvulas ha sido siguiendo el criterio de manera de que cualquier tramo de tubería de un largo no mayor de 2 cuadras, pueda ser independizado del resto del sistema. Es te método nos dá un control absoluto de cada porción del sistema y hace posible el efectuar las reparaciones de una rotura sin cerrar el abastecimiento de agua de una gran par te de la red. Se usarán válvulas de fierro fundido del ti po de compuerta, las cuales irán convenientemente dispues- tas en cajas especiales de albañilería con tapa y marco de fierro fundido.

El número de válvulas por kilómetro de tubería será de: $364 : 39.805 = 9.1$

Número de Válvulas por cada diámetro.

<u>Diámetro</u>	<u>Nº de Válvulas.</u>
4"	239
6"	65
8"	20
10"	32
16"	8

Válvulas de aire y de purga.

Estos elementos se usarán en las tuberías de impul-

sión de las líneas de bombeo. Las válvulas de aire se colo-
carán en las dos líneas de impulsión, de la toma a la plan-
ta y de ésta a la red, en puntos donde la línea tenga conca-
vidad hacia arriba para evitar el estrangulamiento de la ve-
na líquida.

En la línea que va de la planta a la red se colocará
una válvula de purga en el punto más bajo para desaguar es-
ta línea en caso necesario.

f.- Conexiones domiciliarias; características y número pre-
sente y futuro.

Las conexiones domiciliarias comprenden las obras ex-
ternas a las propiedades, y tienen por objeto efectuar el
empalme de la tubería de la calle con las instalaciones in-
teriores.

Cada instalación domiciliaria constará de las siguien-
tes partes:

- 1°.- Una llave de toma "Corporation" de bronce.
- 2°.- Una caja de ladrillos, asentados con mortero de cemen-
to arena, 1:3, provista de una tapa de fundición, don-
de se instalará la llave Corporation. Esta caja pue-
de servir paracortar en cualquier momento el suminis-
tro de agua al pié de la tubería abastecedora.
- 3°.- Tubería de plomo para la conexión desde la llave Cor-
poration. Esta tubería irá protegida dentro de tubos

de concreto de 4" de diámetro.

4°.- Un hidrómetro para el control del gasto, el cual irá colocado dentro de una caja de albañilería de ladrillo, ó en cajas previamente fabricadas, con su tapade fierro fundido. Este medidor estará situado cerca de la línea de facha da y al final de la conexión.

El objeto de la implantación de un servicio de agua potable es el de proporcionar este vital elemento a toda la población, por consiguiente se tratará de efectuar las conexiones en latotalidad de las viviendas existentes en el momento de entrar en operación el servicio, como así mismo, en todas las viviendas que se edifiquen en el futuro.

CAPITULO VI-A

CENTRAL GENERADORA DE ENERGIA

Un sistema de abastecimiento de agua potable debe pro yectarse con un máximo factor de seguridad para su funciona miento, a fin de no interrumpir este importantísimo servicio.

En el sistema proyectado se ha considerado de acuerdo a la confección del mismo y a las exigencias del problema, dos estaciones de bombeo; una de las obras de captación al lugar de la planta de tratamiento y otra de esta planta a la ciudad.

Lógicamente estos equipos de bombeo requieren para su operación de alguna fuente de energía que sea capaz de accionarlos en forma eficiente y segura.

Según las especificaciones proporcionadas para la confección del presente proyecto, se estipula que sólo se puede disponer de energía eléctrica de la ciudad, durante sólo 6 horas entre las 6 y las 12 de la tarde.

Esta fuente de energía no será posible usarla por las siguientes razones:

- a).- El sistema proyectado es de tal naturaleza que involucra la existencia continua de una fuente de energía.
- b).- Por razones de seguridad del servicio, no se debe confiar todo su funcionamiento a la planta eléctrica de la ciudad que puede interrumpirse en cualquier momento.
- c).- Se podría usar dicha energía en el caso de que se bombeara durante 6 horas y se efectuara tal almacenamiento que fuera capaz de suplir las necesidades durante las horas restantes. Esto implicaría el diseño y construcción de grandes reservorios para el almacenamiento, lo cual resultaría antieconómico.

Para el accionamiento de las bombas en general, son usados, el vapor, la electricidad, el agua, el viento y combustibles consumidos dentro de las máquinas. Para las es-

taciones de bombeo son usados comunmente el vapor, la electricidad y combustibles de consumo interno. En nuestro medio sinembargo el uso del vapor no se ha generalizado y en cuanto a los combustibles es el petróleo el que mayor propagación ha tenido. El tipo de energía seleccionado debe de ser el más seguro, el más disponible y el menos costoso. Si estas tres condiciones no pueden cumplirse a la vez deberá buscarse la prioridad en el orden establecido, teniendo en consideración que la seguridad es lo más importantes de todo.

Según Babbit and Dolan, para poblaciones comprendidas entre 50,000 y 100,000 habitantes, son generalmente usadas bombas que son operadas eléctricamente. El uso de motores de combustion interna como máquinas motrices, ha ida aumentando considerablemente, especialmente para el caso de los motores Diesel.

Según estas consideraciones se hará un estudio comparativo para emplear un motor a petróleo en cada caseta de bombas, ó bien una planta o grupo electrógeno que produzca la energía eléctrica para los motores de las bombas.

Cálculo de la planta Generadora, considerando grupo Diesel-eléctrico como fuente de energía.

Para esta posibilidad, determinaremos en primer término la capacidad de dicha planta, para lo cual consideraremos: a).- Potencia necesaria para el primer grupo de bombas. (de la toma)

$$P = \frac{30 \times 61}{75 \times 0.8} = 30 \text{ HP}$$

Como normalmente van a trabajar dos bombas, se necesitaría 60 HP para este primer grupo.

b).- Potencia necesaria para el segundo grupo de bombas (Planta de Tratamiento).

$$P = \frac{70 \times 60}{75 \times 0.8} = 70 \text{ HP}$$

Como generalmente para dar el consumo de agua necesario van a trabajar dos unidades, se requerirá de una potencia de $70 \times 2 = 140$ HP. Para las bombas se necesitará escoger motores de 75 HP ya que en plaza no se encuentran de 70 HP.

Como se emplearán motores del tipo rotor-bobinado, a fin de limitar la demanda de la corriente de arranque, será necesario incrementar la capacidad de la planta solamente en un 100% de la potencia del motor de mayor caballaje, ó sea en 70 HP.

Ubicación de la Central Generadora.

El apelativo de central dado a las plantas generadoras, de energía eléctrica, se debe a que por razones económicas deben estar situadas en el centro de gravedad de las cargas eléctricas a servir. En nuestro caso, como tenemos dos puntos principales de consumo de energía que son las casetas de bombeo, la planta estará situada lógicamente entre estos dos puntos (Ver Plano N° 2).

Las distancias de la Central Generadora a dichos pun-

tos serán inversamente proporcionales a las corrientes absorbidas en ellos.

Cálculo de la corriente absorbida.

Caso 1° - Bombas de la toma:

Motor seleccionado: 30 HP
Potencia real absorbida: 21 HP
Porcentaje de carga: $21:30 = 70\%$
Rendimiento: $\eta = 82\%$
Factor de potencia correspondiente: $\cos \phi = 0.66$

$$I = \frac{746 \times 21}{0.82 \times 0.66 \times 3 \times 1140} = 25 \text{ amp. } I = \frac{746 \times \text{HP}}{\eta \times \cos \phi \times \sqrt{3} \times V}$$

por consiguiente la corriente que demandará cada bomba en la toma será de 25 amperios.

Caso 2° - Bombas de la Planta de Tratamiento.

Motor seleccionado: 75 HP
Potencia requerida: 65 HP
Porcentaje de carga: $65:75 = 87\%$
Rendimiento: $\eta = 89\%$
Factor de potencia correspondiente: $\cos \phi = 0.71$

$$I = \frac{746 \times 65}{0.89 \times 0.71 \times \sqrt{3} \times 1140} = 71.5 \text{ amp.}$$

De acuerdo pues a estas corrientes calculadas, la central generadora, estará situada con relación a las bombas de la planta de tratamiento, a la distancia de:

$$D = \frac{350}{25 + 71.5} \times 25 = \underline{90 \text{ mts.}}$$

y á 350 - 90 = 260 mts. de la toma.

La distancia entre las plantas de bombeo es aproximadamente de 350 mts.

Se ha escogido la tensión de 440 voltios para emplear menor sección en las líneas de conducción de la Central hacia las plantas de bombeo y por otro lado esto no afecta el valor de los equipos ya que es el mismo para la tensión de 440 á 220 voltios.

Cálculo de la potencia de los generadores.

25 amp. x 2 = 50 amp (para el trabajo de dos bombas).

71.5 " x 3 = 214.5 amp.

para este caso se considera también dos bombas trabajando a la vez y los otros 71.5 amp. que se toman son para el arranque.

Intensidad total: 50 + 214.5 = 264.5 amp.

$$P = \sqrt{3} EI \cos \phi.$$

$$P = \sqrt{3} \times 460 \times 264.5 \times 0.70 \quad \cos \phi \text{ promedio} = 0.70$$

$$P = 148 \text{ kW}$$
$$KVA = \frac{148}{0.70} = 211$$

Se ha tomado 460 voltios como tensión de generación a fin de poder tener un margen de 20 voltios de pérdidas en la línea, que representa aproximadamente un 5%.

Consideraremos solamente un total de 200 KVA, por corresponder esta cifra al diseño comercial más cercano, ya

que la diferencia de los 11 KVA sólo representa un 5.5% de exceso que sólo deberá rendir el generador en el corto tiempo que dura el arranque de uno de los motores grandes de la planta de bombeo.

Se escogerá pues un grupo Diesel-eléctrico de 200 KVA, y otro como repuesto. Se ha estudiado la posibilidad de escoger tres grupos de 100 KVA, cada uno, de los cuales dos trabajarían en paralelo en forma permanente, pero se ha encontrado una diferencia en el costo tan pequeña que no justifica el tener que recurrir a operar en paralelo las unidades, operación un tanto delicada que requeriría de personal más especializado, representando una posibilidad más de interrupción por falla del sistema para la puesta en paralelo.

Potencia del motor Diesel.

Como normalmente los generadores se construyen para un factor de potencia $\cos \phi = 0.8$ la potencia en KW que puede suministrar el generador seleccionado de 200 KVA será de $200 \times 0.8 = 160$ KW.

Considerando un rendimiento de 91% para el generador, la potencia del motor será de:

$$\frac{1.36 \times \text{KW}}{\eta} = \frac{1.36 \times 1.60}{0.91} = 240 \text{ HP}$$

Potencia requerida en el caso de emplear motores con acoplamiento directo a las bombas.

a).- Bombas de la toma ó Captación.

Para el accionamiento de estas bombas según se ha visto, se necesitan 30 HP por unidad. Como según el régimen de trabajo funcionarán dos unidades a la vez, se necesitarían 60 HP. Se considerará un 25% adicional, a fin de tener en cuenta las pérdidas en ejes, transmisiones, etc.

Por lo tanto, el motor para el accionamiento de estas bombas deberá ser de:

$$60 + 60 \times 0.25 = 75 \text{ HP.}$$

b).- Bombas de la Planta de Tratamiento.

Cada una de estas bombas requiere de una potencia de 70 HP. Según el régimen de trabajo, operan simultáneamente dos unidades, de modo que se necesitarían $70 \times 2 = 140$ HP. se considerará un 25% adicional a fin de tener en cuenta las pérdidas en ejes, transmisiones, etc.

Por consiguiente, el motor para el accionamiento de estas bombas deberá ser de:

$$140 + 140 \times 0.25 = 175 \text{ HP.}$$

Si se escogiera esta solución de emplear motores en cada una de las casetas de bombeo, sería imprescindible el tener una unidad de reserva para cada caso, como una medida de seguridad, y también para el caso de efectuar las limpiezas regulares y reparaciones.

Potencia total requerida en el caso de emplear motores con acoplamiento directo:

$$75 \times 2 + 175 \times 2 = \underline{500 \text{ HP}}$$

ESTUDIO ECONOMICO

Para este estudio vamos a considerar los siguientes valores para el primer costo de los equipos.

1°.- Grupos Diesel - Eléctricos.

Valor del HP S/.800.-

Valor del KVA S/.1200.-

2°.- Motores de transmisión directa.

Valor del HP S/.1250.-

En este valor está considerado ya los adicionales por transmisiones.

Primer Costo.

Solución N° 1

a).- Equipo Mecánico y Auxiliar

240 (HP) x S/.800 = S/.192,000.-

Doble equipo S/.384,000.-

b).- Equipo eléctrico de la planta.

200 (KVA) x S/.1200 = S/.240,000.-

Doble equipo S/.480,000.-

c).- Motores eléctricos de las bombas.

Total de caballaje: 3 x 30 + 3 x 70 = 300 HP

300 (HP) x S/.220 = S/.66,000.-

Este valor incluye líneas de transmisión, accesorios, etc.

Solución N° 2.

500 (HP) x S/.1250 = S/.625,000.-

Combustible: (Solución 1)

Se considerará un consumo de 250 grs. de petróleo por KW-h.

$$\text{N}^\circ \text{ de KW-h} = 200 \times 16 \times 365 = 1.168.000.-$$

$$\text{Valor de la tonelada de petróleo S/.180.-}$$

$$\begin{aligned} \text{Valor combustible: } & \frac{1168000 \times 250}{1000 \times 1000} \times 180 = \\ & = \text{S/.52,560.-} \end{aligned}$$

Solución N° 2.

Se tomará un 10% adicional del valor de la Solución N° 1, por lo tanto será de: S/.57,876.-

Lubricante.

Se empleará a razón de 2.8 Kgs. por cada 1000 Kw-h.

$$\text{Solución N}^\circ 1 \quad \frac{1.168000 \times 2.8}{1000} = 3270.4 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Densidad:} \quad 3.4 \text{ kgs/gln.}$$

$$\frac{3270.4}{3.4} = 965 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Costo unitario S/.18.- por gln.}$$

$$\text{Valor: } 965 \times 18 = \text{S/.17,300.-}$$

Solución N° 2.

Se considerará un 10% adicional del valor de la solución N° 1, ó sea la cantidad de S/.19,030.-

Personal.

Solución N° 1

Operario 1 (S/.25)

Ayudante	1	(S/.15)	<u>Solución N° 2</u>	Operario	1	S/.25
Peón	1	(S/.10)	Ayudante	2	(S/.30)	
Total diario		S/.75	Peón	2	(S/.20)	
			Total diario		S/.75	

GASTOS FINANCIEROS

(G.F)

<u>Solución N° 1</u> (Diesel-eléctrico)	Primer costo	Valor Resid. ó Recuphle. zable.	Valor Amorti zable.	Vida Pro- bable.	Amorti zación Anual A	Interés 8% (I)	Sub- total (A+I)
	S/.	S/.	S/.		S/.	S/.	S/.
a)Equipo Mecánico y Auxiliar.	384000	38400	345609	15años	23040	30720	53760
b)Equipo Eléctrico de la Planta.	480000	120000	360000	25años	14400	38400	52800
c)Motores Eléctricos de bombas.	66000	13200	52800	20años	2640	5280	7920
TOTAL	930000	171600	758400		40080	74400	114480

Solución N° 2
(Trasm.directa)

Equipo Mecánico y Trasmisión.	625000	62500	552500	15años	37500	50000	87500
-------------------------------	--------	-------	--------	--------	-------	-------	-------

GASTOS DE OPERACION
(G.O)

	Combust.	Lubricat.	Personal	Repuest.	Varios	Sub-Total
<u>Solución N° 1</u>	52560	17300	18000	3700	2100	93660
<u>Solución N° 2</u>	57816	19030	27000	6500	4200	104546

	GF	GO	GRAN TOTAL
<u>Solución N° 1</u>	114480	93660	208140
<u>Solución N° 2</u>	87500	104546	192046

Como se puede apreciar por el estudio económico efectuado, la diferencia en costos es mínima a favor de la solución N° 2.

Ventajas é Inconveniente de las soluciones en Estudio.

<u>Factores</u>	<u>Solución N°1</u>	<u>Solución N°2.</u>
Primer Costo	- - - - -	más bajo
Costo de operación.	más bajo	- - - - -
Valor Recuperable.	más alto	- - - - -
Seguridad de Servicio.	más seguro	tiene órganos de transmisión
Posibilidad de Control automático (Remoto)	Excelente	Imposible
Espacio requerido en las estaciones de bombeo.	menor	- - - - -
Posibilidad de conexión a la red general de la ciudad.	Posible	Imposible
Posibilidad de alumbrado.	Posible	Imposible
Uniformidad en el bombeo.	Excelente	Produce Pulsaciones.

De este estudio técnico-económico efectuado, en el cual se han puntualizado los diversos factores a favor y en contra de cada una de las soluciones consideradas, sa-

camos como conclusión adoptar para nuestro sistema de abastecimiento la Solución N° 1, ó sea la de considerar una Central Generadora de energía mediante la instalación de grupos Diesel-eléctricos.

Características del motor Diesel.

Se seleccionará una unidad de 240 HP para servicio continuo, con velocidad de rotación de 600 RPM, de 4 tiempos, arranque por aire comprimido, montado sobre base común de fierro con el generador.

La refrigeración deberá ser en circuito cerrado, incluyendo dispositivo de alarma auditiva por elevación anormal de la temperatura del agua de refrigeración, y de parada automática en caso de que la temperatura llegara a alcanzar un límite considerado peligroso para el funcionamiento de la máquina. Este dispositivo deberá combinarse a fin de poder actuar en caso de que la velocidad aumentara en más de un 10% de la velocidad normal del motor o disminuyera la presión del lubricante en forma peligrosa.

CAPITULO VII

RESERVORIO REGULADOR

a.- Ubicación, cota. (Plano N° 7)

El reservorio regulador se ubicará en el cerro deno-

minado el "Alto de la Paloma", cuya cota es la 85.00.

Tratándose del sistema combinado proyectado, éste lugar resulta el más apropiado.

Altura del Reservorio.

Para fijar la altura del reservorio será necesario tomar en consideración los puntos más desfavorables de la red. Estos puntos son los que pertenecen a la divisoria o puntos de encuentro del flujo del tanque y del flujo de las bombas. Los puntos que consideraremos para el cálculo son B-D-E y F.

La presión mínima que se considerará en cualquier punto de la red será de 15.00 metros.

Alt. Reservorio = Cota punto considerado \uparrow 15 \uparrow Pérdidas - Cota Reservorio.

Punto B. Alt. = 58.35 \uparrow 15 \uparrow 3.44 - 85 = -8.21 m.

Punto D. Alt. = 76.80 \uparrow 15 \uparrow 0.039 - 85 = 6.84 m.

Punto F. Alt. = 78.95 \uparrow 15 \uparrow 0.86 - 85 = 9.81 m.

Punto E. Alt. = 82.70 \uparrow 15 - 85 = 12.70 m.

Hay que tener en cuenta que en el reservorio siempre se va a disponer de un tirante de agua y que la máxima altura se obtiene con relación al punto E, punto alto, y la mayoría de las zonas no alcanzan a la cota de dicho punto. Por estas razones vamos a fijar la altura del fondo del reservorio en 11.00 mts. y por consiguiente la correspondiente cota será 96.00.

Esta cota es la que consideraremos la efectiva, ya que aunque existe un punto en el fondo del reservorio cuya cota es de 95.30, ó sea un nivel más bajo, no se tomará en cuenta ya que la tubería de salida con su colador se encuentra a un nivel más elevado que dicha cota.

b.- Operación y Control.

El reservorio elevado proyectado, operará almacenando el agua en las horas de menor consumo, a fin de poder abastecer en las horas de máxima demanda simultáneamente con el flujo de bombeo. Esto permite una disminución del rate de bombeo en dichas horas, como una mejor y más eficiente distribución de las presiones en la red.

Se ha proyectado una sola tubería de llegada y salida del agua al reservorio, debiendo permanecer constantemente abierta la válvula que se inserta en dicha línea.

El sistema hace factible y aconsejable la instalación de algún dispositivo de control remoto, a fin de que cuando el nivel del agua se encuentre en el punto máximo en el reservorio se interrumpa el bombeo y vuelva a funcionar cuando el agua baje del nivel máximo.

c.- Descripción General. (Plano N° 7)

El tanque elevado será del tipo "Intze" y construido de concreto armado.

El diámetro interior será de 17.50 mts. y la altura de la parte del cilindro de 6.00 mts. La altura en la parte central es de 7.15 mts. la cual la podemos considerar para el cálculo del volumen, ya que la parte de mayor altura considerada está compensada aproximadamente con el volumen inferior que no se ha considerado.

Tomando pues 7.15 mts. como altura promedio, se tendría una capacidad de:

$$\pi \frac{17.50^2}{4} \times 7.15 = 1700 \text{ m}^3.$$

A este volumen habría que disminuirlo en el volumen ocupado por el cilindro central y el volumen ocupado por la parte inferior que no se considera, lo que nos dá aproximadamente una capacidad efectiva de 1600 m³.

La cobertura y el fondo serán en forma de cúpulas esféricas rebajadas de radios de 13.40 y 12.20 mts. respectivamente y el castillo estructural estará cubierto, en cuyo interior se encuentran las válvulas de control y operación del reservorio.

El material adoptado que es el concreto armado, es un material noble, de gran duración y generalizado en nuestro medio y cuyo costo resulta ser de mucho mayor economía que el acero.

En el Capítulo VI, se determinó de acuerdo al "rate de bombeo" adoptado que el volumen del almacenamiento debía

de ser de 1325 m³. La diferencia en exceso que se considerará para la construcción del reservorio, representa una capacidad adicional para el caso de incendio.

CAPITULO VIII

PRESIONES Y PROTECCION CONTRA INCENDIO

- a.- Presión requerida para poder utilizar el sistema en servicio directo contra incendio con una manguera y pitón dados.

Lo que recomienda el National Board of Fire Underwriters, es un mínimo de 4 grifos para cada punto que dan 175 GPM. Debe disponerse de suficiente agua para poder abastecer durante 10 horas con una presión mínima de 20 lbs. (14.00 mts). Para el caso específico de Sullana, no se necesitaría una presión mayor de 20 mts. para la extinción del fuego y en todo caso es de uso general el empleo de motobombas que suministren la presión adecuada en un caso dado.

Según veremos más adelante en todo caso se dispondrá de presiones adecuadas, existiendo un mínimo de 19.15 mts. en el punto E.

Las presiones de salida a que se alcance con las mangueras y pitones determinarán si es necesario el uso de motobombas. Una boquilla de 3/4" con un gasto de 10 l.p.s.

y 150 mts. de manguera necesita para alcanzar una altura de 25 mts., que en el grifo se disponga de una presión de 93 mts. Con una presión de 25 mts. en un grifo y usando una boquilla de 1" se obtendrá una altura de 11.00 mts. con un gasto de 8.5 l.p.s. De acuerdo a las presiones calculadas en la red se puede observar que en muchos sitios no será necesario usar motobombas para combatir los incendios.

No es recomendable usar mangas de mucho largo, debido a la gran pérdida de carga que se produce. Así en una manga de Mona de 2-1/2" de diámetro con un gasto de 16 litros por segundo, se produce una pérdida de carga de 10 metros por cada 30 metros de manguera, lo que representa más de un 30% de pérdida, cifra bastante considerable.

b.- Presiones dentro del Sistema de Distribución, Máximas y Mínimas.

Según el Cuadro N° 3 (Gráfico N° 13, Capítulo VI), los porcentajes del gasto son los siguientes:

KBD - 12.9 %

KE - 70.5 %

KGE - 16.6 %

Tomando el gasto de 206 l.p.s.

Ramal	L	D	Q	S	H
KBD	2672	10"	27	2.10	5.62
KE	1382	16"	145	4.85	6.72
KGE	1814	10"	34	3.20	5.80

H_{Prom.} = 6.05

Alt.din.de las bombas para el período final (206 lps).

Dif.de nivel	48.00 mts.
H 495 m. Ø 16"	2.88
H menores	2.00
H fricción Red	<u>6.05</u>
	58.93

Cota Piez.de las bombas desde el nivel mínimo de succión:

$$58.93 + 54 = 112.93$$

$$\text{Cota Piez.del punto "K"} \quad 112.93 - 2.88 = 110.05$$

Cota Piez del punto "E"

$$\text{Máx.Cota Reserv.lleno} \quad 102.00 \text{ mts.}$$

Hc. = 59 l.p.s. 25 + 17 = 42 mts., consideraremos tubería Ø 12".

$$S = 3.6$$

$$H = 3.6 \times 0.042 = 0.15$$

$$\text{Cota Piez. "E"} = 102.00 - 0.15 = 101.85$$

Nudo	Cota del terreno.	Pérd.de Car ga desde E	Pérd.de Car ga desde K	Cota Piez. Promedio.	Presión
A	64.60	----	3.68	106.37	41.77
B	58.35	3.44	4.31	102.07	43.72
C	60.90	2.90	----	98.95	38.05
D	76.80	0.039	1.897	104.98	28.18
E	82.70	----	----	101.85	19.15
F	78.95	0.86	2.85	104.09	25.14
G	67.15	----	2.22	107.83	40.68
H	61.00	----	1.86	108.19	47.19
I	64.20	----	1.26	108.79	44.59
J	67.00	----	1.34	108.71	41.71
K	55.80	----	----	110.05	54.25

- c.- Número de grifos capaces de utilizarse en un punto dado, cálculo hidráulico requerido para la protección contra incendio.

Según se indicó en el inciso del Capítulo VI, en cualquier punto de la ciudad se podrá disponer de un mínimo de 3 grifos.